

IL CONCEDENTE

IL CONCESSIONARIO



# AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

## PROGETTO DEFINITIVO

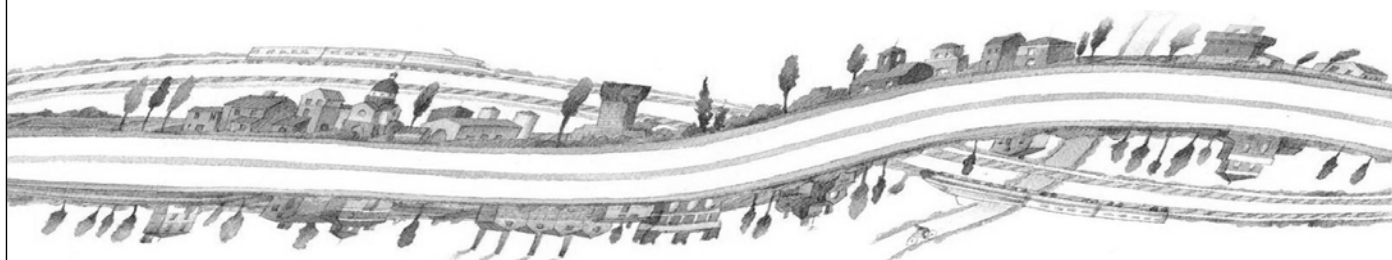
### ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI)

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI - SOTTOVIA VIABILITA' INTERFERITA

VST27 - SOTTOVIA PISTA CICLABILE MADONNA DELLA NEVE

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

Ing. Antonio De Fazio  
Albo Ing. Prov. Bologna n°3696



RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Emilio Salsi  
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale  
Cispadana S.p.A.  
IL PRESIDENTE  
Graziano Pattuzzi

G					
F					
E					
D					
C					
B					
A	17.04.2012	EMISSIONE	Azzolini	De Fazio	Salsi
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.
3332	PD	0	V27	VST27	0	OM	RC	01	A

DATA: MAGGIO 2012

SCALA: -

## INDICE

<b>1. INTRODUZIONE .....</b>	<b>4</b>
<b>2. DESCRIZIONE DELL'OPERA .....</b>	<b>5</b>
<b>3. RIFERIMENTI NORMATIVI.....</b>	<b>6</b>
<b>4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>7</b>
<b>5. INCIDENZE .....</b>	<b>8</b>
<b>6. SOFTWARE IN USO .....</b>	<b>9</b>
<b>7. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....</b>	<b>10</b>
7.1. COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	10
7.2. VALORI LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE .....	13
<b>8. PARAMETRI DI PROGETTO.....</b>	<b>14</b>
8.1. VITA NOMINALE .....	14
8.2. CLASSI D'USO .....	15
8.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	15
<b>9. SOTTOPASSO SCATOLARE.....</b>	<b>16</b>
9.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI .....	16
9.2. SPINTE ATTIVE IN CONDIZIONE STATICHE.....	17
9.3. SPINTA A RIPOSO .....	18
9.4. SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONE SISMICHE .....	18
9.5. SOVRASPINTE SISMICHE SU MURI NON IN GRADO SI SPOSTARSI .....	22
9.6. PARAMETRI GEOTECNICI .....	22
9.7. MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	23
9.8. MATERIALI.....	24
9.9. MODELLAZIONE ELEMENTI STRUTTURALI .....	25
9.10. ANALISI DEI CARICHI .....	26
9.11. COMBINAZIONE DEI CARICHI .....	41

9.11.1. Combinazioni per lo stato limite ultimo .....	41
9.11.2. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara .....	43
9.11.3. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente .....	44
9.11.4. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente.....	44
9.11.5. Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita .....	45
<b>9.12. MODELLO DI CALCOLO, RISULTATI E VERIFICHE .....</b>	<b>46</b>
9.12.1. Casi di carico.....	46
9.12.2. Combinazioni di carico .....	58
9.12.3. Involuppo sollecitazioni.....	61
9.12.4. Verifica SLU/SLE.....	65
9.12.5. Armatura di ripartizione dello scatolare .....	84
9.12.6. Verifica geotecnica di galleggiamento .....	84
9.12.7. Verifica SLU delle pressioni sul terreno.....	85
<b>10. MURI AD "U" .....</b>	<b>89</b>
10.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	89
10.2. MODELLAZIONE.....	90
10.3. ANALISI DEI CARICHI .....	92
10.3.1. Peso proprio e carichi permanenti portati dalla soletta inferiore .....	93
10.3.2. Spinta delle terre .....	94
10.3.3. Spinta dell'acqua .....	95
10.3.4. Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali .....	95
10.3.5. Azioni sismiche.....	96
10.3.5.1 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV).....	96
10.3.6. Azioni variabili sulla soletta di fondazione .....	98
10.3.7. Condizioni elementari di carico agenti sulla struttura.....	98
10.4. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE .....	98
10.4.1. Combinazioni per lo stato limite ultimo .....	99
10.4.2. Combinazioni per gli stati limite di esercizio .....	99
10.4.3. Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita .....	100
10.5. SOLLECITAZIONI .....	101
10.5.1. Momenti flettenti massimi SLU/SLV (STR).....	101
10.5.2. Tagli massimi SLU/SLV (STR) .....	101
10.5.3. Sforzo normale massimo piedritti SLU/SLV (STR) .....	102
10.5.4. Momento flettente massimo SLU/SLV (GEO) .....	103
10.5.5. Taglio massimo SLU/SLV (GEO) .....	103
10.5.6. Sforzo normale massimo piedritti SLU/SLV (GEO) .....	104
10.5.7. Involuppo momento flettente SLE (FREQUENTE) .....	105

---

10.5.8. Inviluppo momento flettente SLE (Q.PERMANENTE) .....	105
10.5.9. Inviluppo momento flettente SLE (RARA) .....	106
<b>10.6. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE.....</b>	<b>106</b>
10.6.1. Verifiche a flessione .....	106
10.6.2. Verifiche a taglio .....	108
10.6.3. Verifiche a fessurazione .....	109
10.6.4. Armatura di ripartizione dello scatolare .....	116
10.6.5. Verifica SLU delle pressioni sul terreno.....	117

## **1. INTRODUZIONE**

---

La presente relazione di calcolo è relativa al progetto definitivo del *Sottopasso ciclabile di Madonna della neve* a servizio delle piste di autostazione nell'ambito dell'intervento di realizzazione della nuova "Autostrada Regionale Cispadana", infrastruttura stradale di categoria A, avente origine in corrispondenza del casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 "Autostrada del Brennero" e termine al casello di Ferrara Sud sulla A13 "Autostrada Bologna-Padova".

Nello specifico si eseguirà il calcolo delle sezioni tipologiche, scatolare e ad "U", considerando: i carichi statici, i carichi sismici e le resistenze dei terreni più cautelativi in relazione all'ubicazione delle opere per il loro dimensionamento strutturale.

## 2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

---

Il Sottovia è ubicato in **San Felice sul Panaro** alle coordinate latitudine 44.840391 e longitudine 11.195141.

La struttura sarà realizzata in c.a. gettato in opera con:

- ciabatta di fondazione: spessore 70cm (sezione scatolare) e 60cm (muro ad "U");
- piedritti: spessore 60cm (sezione scatolare) e variabile da 60cm a 30cm (muro ad "U");
- soletta superiore: spessore 60cm (scatolare).



### **3. RIFERIMENTI NORMATIVI**

---

Relativamente alla Normativa di riferimento si rimanda al seguente elaborato:

PD\_0\_000\_00000\_GE\_KT\_01\_A      Elenco delle Normative di riferimento

## **4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

---

In merito alle caratteristiche dei materiali previsti si rimanda al seguente elaborato:

PD\_0\_000\_00000\_GE\_TB\_01\_A      Tabella materiali e classi di esposizione del calcestruzzo



## 5. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'Opera.

AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA						
INCIDENZE ACCIAIO - VST27 - SOTTOVIA PISTA CICLABILE MADONNA DELLA NEVE						
Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc			Incidenza kg/mq
			Fondazione	Elevazione	Soletta	Copertura metallica
V27-VST27	Sottovia pista ciclabile "Madonna della Neve"	MURI AD U	110	120	-	-
V27-VST27	Sottovia pista ciclabile "Madonna della Neve"	SOTTOPASSO	80	90	90	-

## 6. SOFTWARE IN USO

---

Le calcolazioni sono effettuate con il codice di calcolo ad elementi finiti PRO\_SAP PROfessional Structural Analysis Program versione 8.5.0 prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. Nello specifico, 2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al link: <http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. Operativamente essa è effettuata con il metodo degli elementi finiti.

Si precisa che il software prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi.

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

## 7. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

La sicurezza e le prestazioni dell'opera vengono valutate conformemente a quanto prescritto dal D.M. Infrastrutture e Trasporti 14 gennaio 2008 (Suppl. Ord. alla G.U. 4.2.2008, n. 29) e allegate norme tecniche in relazione agli stati limite che possono verificarsi durante la vita nominale dell'opera.

La sicurezza delle strutture deve essere valutata nei confronti degli stati limite ultimi e nei confronti degli stati limite di esercizio.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere irreversibile o reversibile.

In relazione alla tipologia costruttiva ed al tipo di struttura la norma prescrive le verifiche da effettuarsi sia per gli SLU sia per gli SLE.

Nel caso in esame di costruzione in calcestruzzo armato si fa riferimento al paragrafo §4.1.2 per verifiche statiche e ai paragrafi §7.3.6 e §7.3.7. per le verifiche sismiche.

### 7.1. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le azioni che cimentano le strutture per le verifiche agli stati SLU ed SLE sono indicate ai paragrafi §2.5.3 ed §7.1.

In particolare per lo stato limite ultimo SLU statico con coefficienti parziali  $\gamma$ :

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

In particolare per lo stato limite ultimo SLE statico:

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni ammissibili ( $\rightarrow$  § 2.7 – D.M.08):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} Q_{K2} + \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

In particolare per lo stato limite ultimo SLU sismico con azione SLV con Pvr 10%

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

In particolare per lo stato limite esercizio SLE sismico con azione SLD con Pvr 63%

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

#### Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)  
collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)  
raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Trattandosi di opere interrato, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.II , 6.5.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

- Combinazione 1 → (A1+M1+R1) ⇒ STR (verifiche degli elementi strutturali)
- Combinazione 2 → (A2+M2+R2) ⇒ GEO (carico limite)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	$M_1$	$M_2$
<b>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</b>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1,25
<b>Coesione efficace</b>	$c'_k$	$\gamma_c$	1	1,25
<b>Resistenza non drenata</b>	$c'_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1	1,4
<b>Peso dell'unità di volume</b>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1	1

Figura 6.1 - 1 - Coefficienti parziali per i parametri del terreno (tab.6.2.II NTC 2008)

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)
<b>Capacità portante della fondazione</b>	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1$
<b>Scorrimento</b>	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1$
<b>Resistenza del terreno a valle</b>	$\gamma_R= 1$	$\gamma_R=1$

Figura 6.1 - 2 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per la resistenza del sistema (tab.6.5.I NTC 2008)

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Figura 7.1-1 - Coefficienti parziali di sicurezza (tab.5.1.V NTC 2008)

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento $q_5$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_5$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

**Figura 7.1-2 - Coefficienti parziali di sicurezza (tab.5.1.VI NTC 2008)**

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

- STR)  $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
- GEO)  $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_{\phi}))$

#### Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

- Frequente)  $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
- Quasi permanente)  $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
- Rara)  $\Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$

I valori dei coefficienti di combinazione sono dedotti dalla tabella 5.1.Vi del D.M. 14 Gennaio 2008.

#### Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):

- STR)  $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
- GEO)  $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_{\phi}))$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

- $G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

## 7.2. VALORI LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

Si assumono i seguenti valori di classe di esposizione:

- Fondazioni e muri di fondazioni = XC2 condizioni ambientali ordinarie

combinazione frequente:  $w_3 = 0.40 \text{ mm};$

combinazione quasi permanente:  $w_2 = 0.30 \text{ mm}.$

## 8. PARAMETRI DI PROGETTO

Il presente paragrafo mira a definire correttamente i parametri di "Vita Nominale", "Classe d'Uso" e "Periodo di Riferimento" da adottare per lo studio delle opere strutturali inerenti il progetto definitivo dell'Autostrada Cispadana in accordo a quanto riportato nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni NTC, approvate con D.M. del 14 Gennaio 2008, alla luce di quanto già stabilito nel Progetto Preliminare dell'Autostrada stessa.

I parametri in oggetto sono indispensabili per una corretta valutazione puntuale della sollecitazione sismica da considerare in fase di progettazione delle opere strutturali; in quanto da essi dipende la definizione del Periodo di Ritorno  $T_R$  dell'opera e quindi la valutazione dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$ .

In ambito di NTC08 vi è infatti la possibilità di definire in maniera "locale" le componenti fondamentali della stima di pericolosità sismica.

Si riporta nel seguito quanto riportato in Normativa, al punto §2.4, in merito ai parametri oggetto della trattazione:

### 8.1. VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella seguente e deve essere precisata nei documenti di progetto.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

## 8.2. CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

## 8.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :  $V_R = V_N \cdot C_U$ . Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Alla luce di quanto riportato, ed in relazione alla importanza critica delle opere di progetto, è possibile riassumere nella tabella seguente i parametri da adottare per i manufatti in progetto:

ASSE AUTOSTRADALE				
OPERA	Vita Nominale $V_N$ [anni]	Classe d'uso	Coefficiente d'uso	Periodo di riferimento $V_R$ [anni]
Edifici di stazione di esazione	50	IV	2,0	100
Caserma di polizia	50	IV	2,0	100
Centro assistenza utenza (C.A.U)	50	IV	2,0	100
Centro servizi assistenza (C.S.A)	50	IV	2,0	100
Sede del Concessionario	50	IV	2,0	100
Pensilina piste autostazione	100	IV	2,0	200
Sottovia autostradali	100	IV	2,0	200



## 9. SOTTOPASSO SCATOLARE

### 9.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI

In generale occorre considerare, di volta in volta, le spinte più appropriate a seconda della deformabilità della parete.

Nel caso di muri per i quali si possano accettare significative deformazioni, è possibile assumere, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, un regime di spinte attive. Altrimenti è in genere necessario assumere condizioni di spinta a riposo.

In presenza di sisma, è consentito l'approccio pseudo-statico, secondo il quale il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

Orizzontale =  $k_h g$                       Verticale =  $k_v g = \pm 0.5 k_h g$

Come nel caso statico, anche in condizioni sismiche è necessario distinguere tra:

- muri indeformabili;
- muri deformabili;
- muri molto deformabili;

Nella categoria dei **muri indeformabili** possono essere inclusi i manufatti aventi pareti adeguatamente contrastate, quali, ad esempio, gli scatolari. In questo caso è opportuno adottare spinte sismiche secondo la teoria di Wood (1973), assumendo  $(SLV)k_h = a_{max}/g$

Nella categoria dei **muri deformabili** si possono includere le pareti sufficientemente deformabili grazie alla loro snellezza ma tuttavia sostanzialmente vincolate, in qualche modo, ad altre strutture, come ad esempio le pareti di manufatti a U. In questo caso potranno essere considerate spinte comprese tra valori a riposo e attive, in ragione della deformabilità. Queste ultime ( sismiche attive) saranno valutate assumendo

$$(SLV)k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g, \text{ con } \beta_m=1$$

Nella categoria dei **muri molto deformabili** per i quali possono essere ipotizzati significativi spostamenti relativi tra muro e terreno, si possono includere, ad esempio, i muri di sostegno fondati su fondazioni dirette. In questo caso si assumeranno certamente spinte attive, da valutarsi, introducendo nel caso sismico un coefficiente  $\beta_m$  in accordo con la Tabella 7.11.II di NTC2008.

$$(SLV) k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g \quad (\beta_m \text{ da Tab 7.11.II})$$

in questo caso  $\beta_m = 0.31$ .

Seguono ora criteri generali di valutazione delle spinte, applicabili a geometrie ordinarie. Nel caso di geometrie complesse, quali muri di sottoscarpa, caratterizzati da un profilo del rilevato non piano è tuttavia raccomandabile ricorrere a metodi più generali.

## 9.2. SPINTE ATTIVE IN CONDIZIONE STATICHE

Ad una generica profondità  $z$ , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale sulla parete è dato da:

$$\sigma_A(z) = K_A \cdot \sigma_v(z) - u(z) + u(z)$$

In cui

$\sigma_v(z)$  = sforzo verticale totale alla generica profondità, ossia il peso della colonna di terreno e di acqua soprastante la quota  $z$ .

$u(z)$  = pressione dell'acqua alla generica profondità

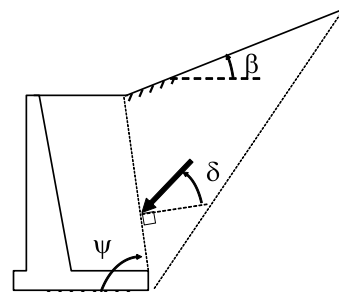
Il coefficiente di spinta attiva  $K_A$  può, in genere, essere assunto pari a

$$K_A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

È possibile, tuttavia, mettere in conto l'angolo d'attrito  $\delta$  tra terra e muro, assumendo quindi che la spinta sia inclinata, rispetto alla normale alla superficie di contatto tra muro e terreno, di un angolo  $\delta$

In questo caso il coefficiente di spinta attiva può essere valutato con le note formule derivate dalla teoria di Coulomb e sviluppate da Muller-Breslau.

$$K_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2\psi \sin(\psi - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)}{\sin(\psi - \delta)\sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$



**Figura 9.2-1 - Condizione di spinta Attiva – teoria di Coulomb**

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè  $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$  se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2)

### 9.3. SPINTA A RIPOSO

Ad una generica profondità  $z$ , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale  $\sigma_0$  sulla parete è dato da:

$$\sigma_0 = K_0 \cdot \sigma_v + u$$

In cui, nel caso di piano campagna orizzontale, il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  se non diversamente definito, essere assunto pari a

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \sqrt{OCR}$$

Con  $OCR = GSC =$  grado di sovraconsolidazione.

### 9.4. SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONE SISMICHE

Nell'ambito dell'approccio pseudo-statico, il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

- Orizzontale =  $k_h \cdot g$
- Verticale =  $k_v \cdot g$

La spinta totale attiva su un paramento di altezza pari ad  $H$  è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine  $E_{ws}$  è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo  $E_{wd}$  è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalle seguenti espressioni (Mononobe & Okabe, nel seguito M-O):

$$\beta \leq \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin \psi}} \right]}$$

$$\beta > \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

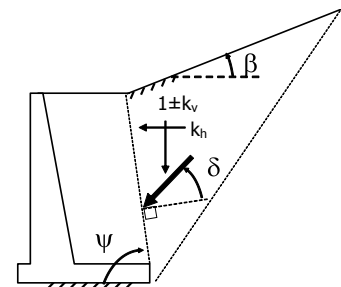


Figura 9.4-1 - Condizione di spinta Attiva – teoria di M-O

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè  $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$  se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2).

A seconda della definizione del peso specifico  $\gamma^*$  del cuneo e dell'angolo  $\theta$  definito come l'angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta di volume  $V$ , l'espressione generale può essere utilizzata per tre diverse condizioni nelle quali può trovarsi il rilevato.

#### Rilevato asciutto

Non c'è alcuna azione dovuta all'acqua: corrisponde alla configurazione originale ipotizzata da M-O.

Come peso specifico  $\gamma^*$  si deve assumere il peso secco  $\gamma_d$ ; la forza orizzontale  $F_h$  è pari alla massa del terreno moltiplicata per l'accelerazione orizzontale mentre la forza verticale  $F_v$  è il peso del cuneo incrementato o decrementato dall'accelerazione sismica verticale; quindi:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{ws} = E_{wd} = 0$$

#### Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

In sostanza si assume che l'acqua, imprigionata negli interstizi, si muova insieme con il terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa complessiva (terreno+acqua) del cuneo, pari a  $V \cdot \gamma_{sat}$ . Si ammette che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni ai fini del calcolo delle azioni sulla parete. In questo caso l'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle azioni idrostatiche e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Alla spinta efficace dovrà essere aggiunta la spinta idrostatica dell'acqua, mentre, per ipotesi, la componente idrodinamica non può svilupparsi. Quindi:

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = 0$$

#### Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

Si ammette che l'acqua negli interstizi possa muoversi liberamente, indipendentemente dalle deformazioni subite dal terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa della sola parte solida del cuneo, pari a

$V \cdot \gamma_d$ . L'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle pressioni interstiziali e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

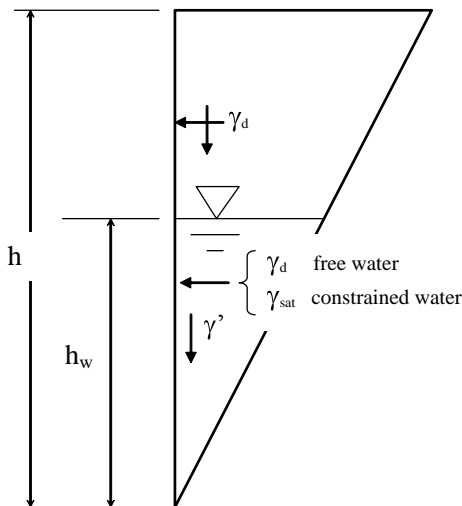
In questo caso dovranno essere aggiunte sia la spinta idrostatica sia la sovraspinta idrodinamica della stessa acqua di falda.

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2 \quad \text{con } H' = \text{altezza della freatica dal piede del muro.}$$

Rilevato parzialmente immerso

Ebeling e Morrison (1992) indicano il modo per utilizzare, anche in questo caso, le equazioni di M-O: sostanzialmente questo caso può essere assimilato a quello di un terrapieno completamente immerso omogeneo, avente un peso specifico equivalente. Per calcolare la risultante delle spinte, si potrà operare come segue. Si definiscono i pesi specifici medi da associare rispettivamente alla componente efficace verticale ed alla componente laterale



$$\gamma_v^* = \left( \frac{h_w}{h} \right)^2 \cdot \gamma' + \left[ 1 - \left( \frac{h_w}{h} \right)^2 \right] \cdot \gamma_d$$

$$\gamma_H^* = \begin{cases} \gamma_d & \text{se terreno din. permeabile} \\ \left( \frac{h_w}{h} \right)^2 \cdot \gamma_{sat} + \left[ 1 - \left( \frac{h_w}{h} \right)^2 \right] \cdot \gamma_d & \text{se terreno din. impervio} \end{cases}$$

**Figura 9.4-2 - Condizione di spinta Attiva – teoria di M-O**

Definendo:

$$\tan \theta = \frac{\gamma_H^*}{\gamma_v^*} \frac{k_h}{1 - k_v}$$

si applicherà poi la formula per il calcolo di  $E_d$  calcolando i coefficienti di spinta tramite le formule di  $M_{Oe}$  ponendo  $\gamma^* = \gamma_v^*$ .

Punto di applicazione delle spinte attive sismiche

Considerato che la spinta attiva complessiva è in generale composta da tre termini, occorre calcolare il punto di applicazione di ognuno di essi

1. **Componente associata allo scheletro solido:** è possibile operare come segue

- a) si calcola la spinta attiva in condizioni statiche ( $S_{A,S}$ )
- b) si calcola la quota parte efficace di spinta sismica  $E_d$  dovuta alla terra:

$$S_{A,E} = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2$$

Nel caso di terreno eterogeneo, la spinta attiva è calcolata considerando la variabilità di  $K_{A,sismico}$ . Nel caso di terreno omogeneo ma parzialmente in falda, si suggerisce di adottare l'approccio sopra indicato, piuttosto che introdurre diversi valori dei coefficienti di spinta.

- c) si calcola l'incremento di spinta dovuto alla terra in caso di sisma (componente efficace):

$$\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$$

- d) Nel caso di muri che possano ruotare alla base, si può considerare che tale incremento abbia una risultante nello stesso punto della risultante delle spinte statiche
- e) Negli altri casi si può assumere che tale azione si distribuisca uniformemente sulla parete, il che equivale ad applicare un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = \Delta S_A / H$$

- 2. **Componente idrostatica:** è applicata come nel caso statico
- 3. **Componente idrodinamica ( $E_{wd}$ ):** se esiste, è applicata considerando la seguente distribuzione di pressioni:

$$q_{wd}(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H' \cdot z} \quad \text{con } z \text{ quota del generico punto rispetto la base della parete.}$$

## 9.5. SOVRASPINTE SISMICHE SU MURI NON IN GRADO SI SPOSTARSI

In questo caso l'utilizzo delle equazioni di M-O non è raccomandato. Le spinte delle terre, sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere quindi calcolato attraverso la nota formulazione di Wood (1973) come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2 = a_{max} / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Con  $h_{tot}$  = altezza del muro.

Questa spinta è applicata come una distribuzione uniforme lungo l'altezza  $h_{tot}$ .

Nel caso di scatolare, si assumerà  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  = peso di volume del materiale compattato del rilevato.

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto  $h_{scat}/2$ , con " $h_{tot}$ " altezza dalla fondazione dello scatolare al piano stradale e  $h_{scat}$  l'altezza dello scatolare.

Essendo " $\Delta P_d$ " la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

## 9.6. PARAMETRI GEOTECNICI

In relazione al calcolo delle azioni e delle spinte delle terre sui piedritti dello scatolare si assumo i seguenti parametri geotecnici considerando che il riempimento dello scavo, eseguito il manufatto, verrà realizzato con materiale arido di buone caratteristiche tipo **A2.4**.

Si ipotizza:

- angolo di attrito interno  $\phi = 38^\circ$
- Coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = 1 - \sin(38^\circ) = 0.384$  (stato limite STR)
- Coefficiente di spinta attiva  $k_a = \tan^2 (180^\circ/4 - 38^\circ/2) = 0.237$  (stato limite STR)
- Coefficiente di spinta a riposo  $k_{0,M2} = 1 - (\sin(\text{atan}(\tan(35^\circ)/1.25))) = 0.470$  (stato limite GEO)
- Coefficiente di spinta attiva  $k_{a,M2} = \tan^2 (180^\circ/4 - 32^\circ/2) = 0.307$  (stato limite GEO)

- Peso specifico terreno asciutto  $\gamma_{dry} = 20.00 \text{ kN/m}^3$
- Peso specifico terreno saturo  $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$
- Coefficiente di sottofondo  $K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$

Il peso specifico della piattaforma stradale viene stimato in  $24 \text{ kN/m}^3$

## 9.7. MODELLAZIONE STRUTTURALE

L'analisi della struttura scatolare è condotta con il programma agli elementi finiti Pro\_sap schematizzando i vari setti e solette con elementi "beam". Si è assunto lo schema statico di telaio chiuso.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici. Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_s \text{ cm}$  per la soletta superiore
- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_f \text{ cm}$  per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_p \text{ cm}$  per i piedritti

Dati geometrici della sezione scatolare <i>Sottovia di Madonna della Neve</i>	
L	= 4.00m
H	= 3.40m
H <sub>r</sub>	= 2.60m
H <sub>i</sub>	= 0.60m
S <sub>p</sub>	= 0.60m
S <sub>s</sub>	= 0.60m
S <sub>f</sub>	= 0.70m
S	= 0.40m
H <sub>w</sub>	= 1.20m
(ipotizzando la falda alla quota p.c attuale)	



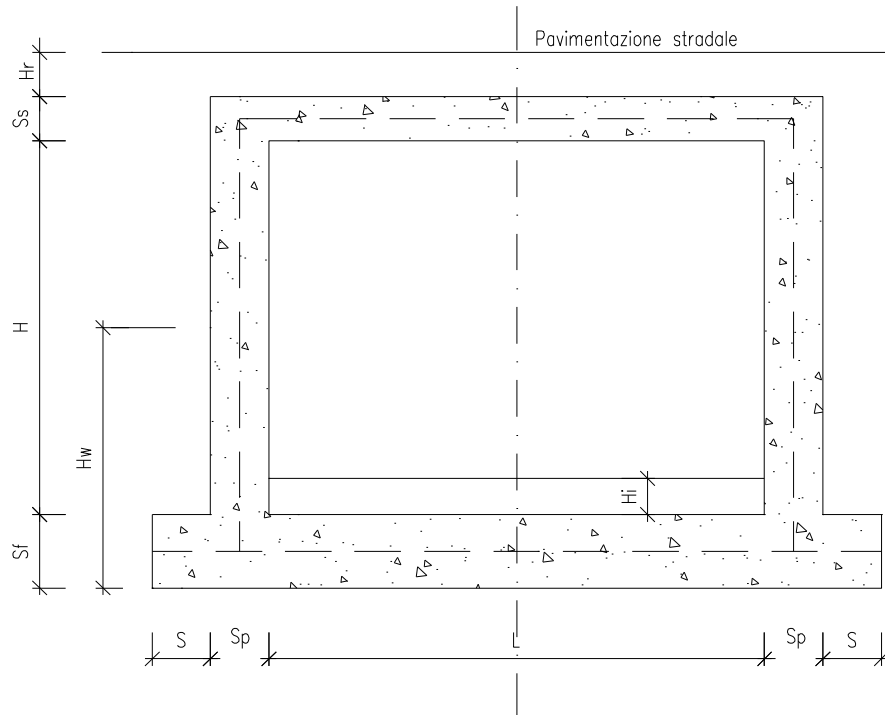


Figura 9.7-1 – Geometria scatolare

## 9.8. MATERIALI

A seguire si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nella modellazione. Nella figura seguente la sigla "Id" (abbreviazione per "identificativo"), identifica il tipo di materiale impiegato per ogni elemento strutturale. Si precisa che per le fondazioni è stato impiegato un *cls* C25/30; per i piedritti un *cls* C28/35 ed infine per la soletta un *cls* C32/40.

Id	Tipo / Note	daN/cm <sup>2</sup>	Young daN/cm <sup>2</sup>	Poisson	G daN/cm <sup>2</sup>	Gamma daN/cm <sup>3</sup>	Alfa
1	Calcestruzzo Classe C25/30		3.145e+05	0.12	1.404e+05	2.50e-03	1.00e-05
	Rck	300.0					
	fctm	25.6					
3	Calcestruzzo Classe C28/35		3.260e+05	0.12	1.455e+05	2.50e-03	1.00e-05
	Rck	350.0					
	fctm	28.4					
4	Calcestruzzo Classe C32/40		3.360e+05	0.12	1.500e+05	2.50e-03	1.00e-05
	Rck	400.0					
	fctm	31.0					

ove:

1	cemento armato	Rck	resistenza caratteristica cubica
		Fctm	resistenza media a trazione semplice
	Young		modulo di elasticità normale
	Poisson		coefficiente di contrazione trasversale
	G		modulo di elasticità tangenziale
	Gamma		peso specifico
	Alfa		coefficiente di dilatazione termica



Figura 9.8-1 – Codice "Id" materiali (elementi D2)

## 9.9. MODELLAZIONE ELEMENTI STRUTTURALI

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	Soletta inferiore: b=100.00 h =70.00	7000.00	5833.33	5833.33	6.494e+06	5.833e+06	2.858e+06	1.167e+05	8.167e+04	1.750e+05	1.225e+05
2	Piedritti: b=100.00 h =60.00	6000.00	5000.00	5000.00	4.478e+06	5.000e+06	1.800e+06	1.000e+05	6.000e+04	1.500e+05	9.000e+04
3	Soletta superiore: b=100.00 h =60.00	6000.00	5000.00	5000.00	4.478e+06	5.000e+06	1.800e+06	1.000e+05	6.000e+04	1.500e+05	9.000e+04

Ove:

Area	area della sezione
Jt	fattore torsionale di rigidezza
J2-2	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
J3-3	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
W2-2	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
W3-3	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
Wp2-2	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2
Wp3-3	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3

I dati soprariportati vengono utilizzati per la determinazione dei carichi inerziali e per la definizione delle rigidzze degli elementi strutturali. La valutazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni è condotta nel riferimento 2-3 dell'elemento.

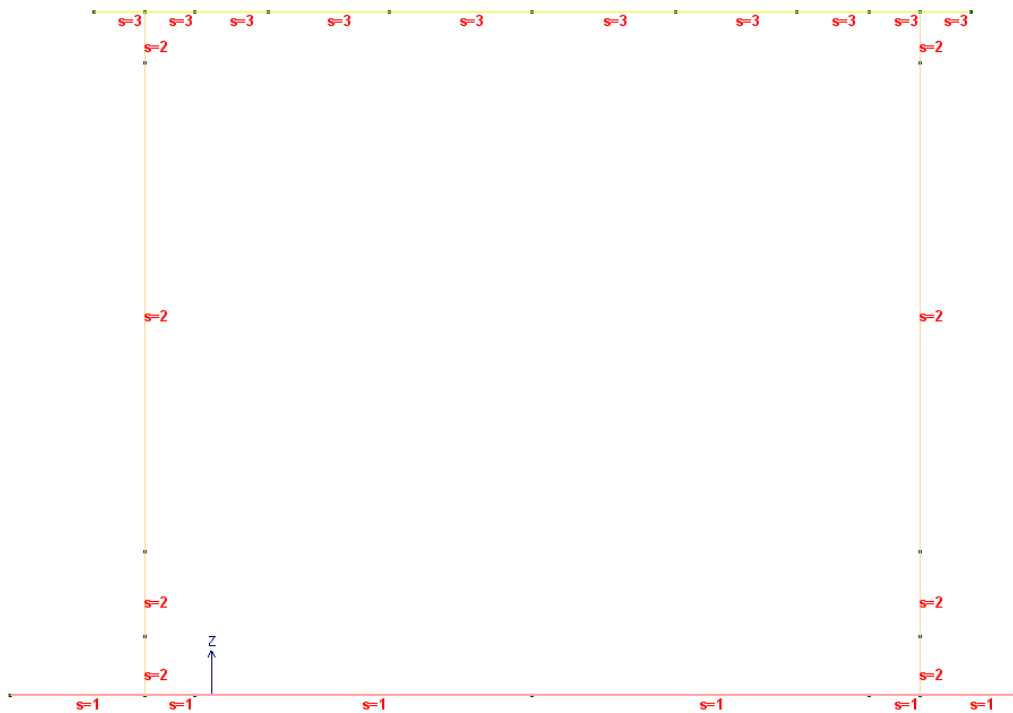


Figura 9.9-1 – Codice “Id” sezioni (elementi D2)

## 9.10. ANALISI DEI CARICHI

- **Peso proprio delle strutture GgK CDC 1**

Computato automaticamente dal programma di calcolo in ragione del peso specifico del c.a. (**25 kN/m<sup>3</sup>**)

Tali carichi sono ricompresi nel caso di carico CDC 1.

- **Permanente portato compiutamente definito Gk CDC 2**

Il carico permanente portato dalla soletta superiore è costituito da una pavimentazione di 30cm in cls ad terreno per i restanti 2.30m, per cui

- $(0.30 \times 24) + (2.30 \times 20) = 53.20 \text{ kN/mq}$

Il carico permanente portato dalla soletta inferiore è costituito dal carico indotto dalla pavimentazione (60cm in cls):

- $0.60 \times 24 = 14.40 \text{ kN/mq}$

Tali carichi sono ricompresi nel caso di carico CDC 2.

• **Spinta delle terre Gk CDC 3,4,5,6**

Il re-interro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale di buone caratteristiche meccaniche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 5 del presente documento.

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$\bullet \quad p_h = \lambda \gamma_t Z$$

dove si considera come coefficiente di spinta  $\lambda$  il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

Le pressioni del terreno relative alla spinta a riposo, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

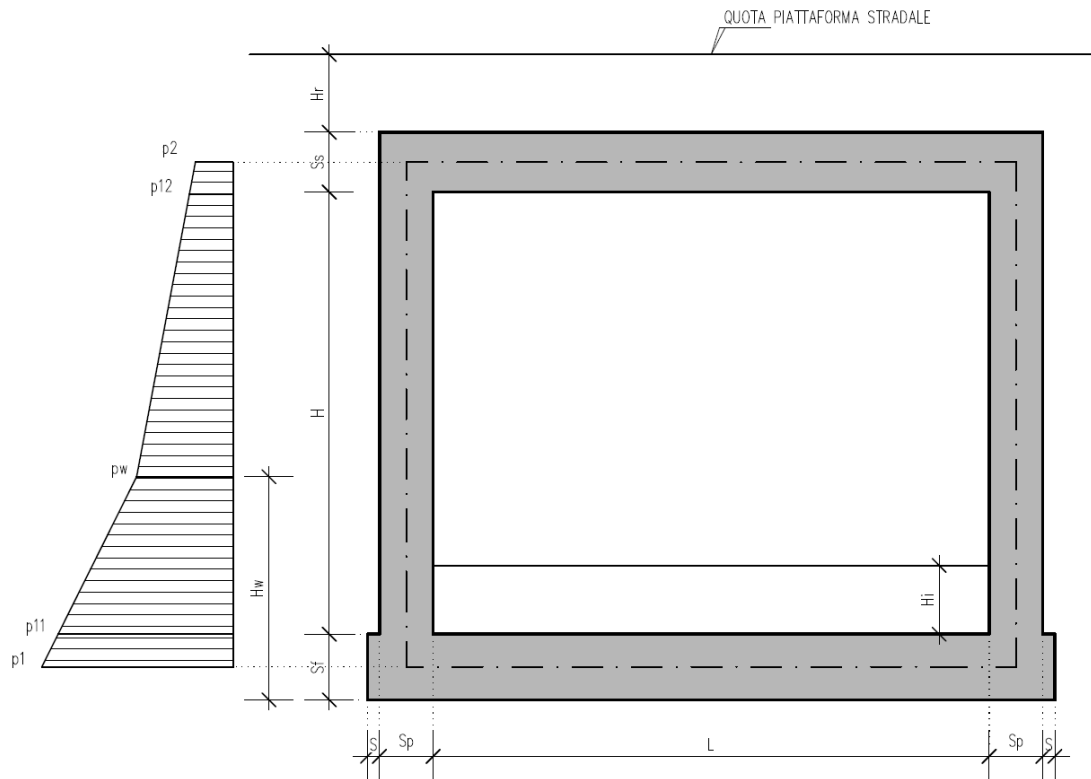
$$\begin{aligned} p_2 &= ( 24.00 \times 0.30 + 20.00 \times 2.30 ) \times 0.384 &&= 20.43 \quad \text{kN/m}^2 \\ p_{12} &= p_2 + ( 20.00 \times 0.60/2 ) \times 0.384 &&= 22.73 \quad \text{kN/m}^2 \\ p_w &= p_{12} + ( 20.00 \times 2.90 ) \times 0.384 &&= 45.00 \quad \text{kN/m}^2 \\ p_{11} &= p_w + ( 11.00 \times 0.85 ) \times 0.384 + ( 10.000 \times 0.85 ) &&= 57.10 \quad \text{kN/m}^2 \\ p_1 &= p_{11} + ( 11.00 \times 0.35 ) \times 0.384 + ( 10.000 \times 0.35 ) &&= 62.07 \quad \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 3) sul piedritto sx e nella Condizione Elementare (CDC 4) sul piedritto dx.

Le pressioni del terreno relative alla spinta attiva, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$\begin{aligned} p_2 &= ( 24.00 \times 0.30 + 20.00 \times 2.30 ) \times 0.237 &&= 12.61 \quad \text{kN/m}^2 \\ p_{12} &= p_2 + ( 20.00 \times 0.60/2 ) \times 0.237 &&= 14.03 \quad \text{kN/m}^2 \\ p_w &= p_{12} + ( 20.00 \times 2.90 ) \times 0.237 &&= 27.78 \quad \text{kN/m}^2 \\ p_{11} &= p_w + ( 11.00 \times 0.85 ) \times 0.237 + ( 10.000 \times 0.85 ) &&= 38.50 \quad \text{kN/m}^2 \\ p_1 &= p_{11} + ( 11.00 \times 0.35 ) \times 0.237 + ( 10.000 \times 0.35 ) &&= 42.90 \quad \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 5) sul piedritto sx e nella Condizione Elementare (CDC 6) sul piedritto dx.



Nelle combinazioni di carico verranno considerate:

- 1) Spinta a riposo su entrambi i piedritti;
- 2) Spinta attiva su ambo i piedritti;
- 3) Spinta a riposo su piedritto sx e spinta attiva su piedritto dx;

La condizione di spinta 3) serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera. La condizione di spinta attiva, sebbene poco realistica considerando le caratteristiche dell'opera, viene comunque considerata a favore di sicurezza per massimizzare i valori delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza delle mezzerie delle solette.

Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

• **Spinta della falda interna allo scatolare CDC 7**

L'opera non è sollecitata da azioni di falda interne allo scatolare. Condizione di carico CDC 7

• **Carichi veicolari sulla soletta superiore CDC 8,9,10**

I casi di carico CDC8, CDC9, CDC10 e CDC11 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5.1.3.3 del D.M. 14/01/2008.

In particolare lo **schema di carico 1** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti ; i carichi concentrati sono pari a:

- $Q_{1k} = 300$  kN ad asse ( $300 + 300 = 600$  kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;
- $Q_{2k} = 200$  kN ad asse ( $200 + 200 = 400$  kN) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;
- $Q_{3k} = 100$  kN ad asse ( $100 + 100 = 200$  kN) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a 2.4 x 1.60 m (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem.

Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico  $q_{1k} = 9$  kN/m<sup>2</sup> applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m<sup>2</sup>).

I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del sottovia e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore.

Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale (in accordo al punto C5.1.3.3.7.1 della circolare ministeriale del 02/02/2009) e con un angolo di 45° nella soletta superiore dello scatolare. L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito  $q_{eq}$  a cui si somma il carico uniforme  $q_{1k} = 9$  kN/m<sup>2</sup>.

Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

La larghezza di diffusione **L<sub>dl</sub>** del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

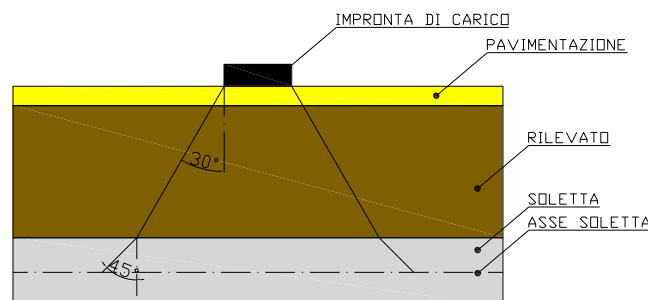
- $L_{dl} = 1.60 + 2 \times (\tan 30^\circ \times H_r + \tan 45^\circ \times S_s / 2)$

Nel caso in esame risulta:

- $L_{dl} = 1.60 + 2 \times (\tan 30^\circ \times 2.60 + \tan 45^\circ \times 0.60 / 2) = \underline{5.20 \text{ m}} > L = 4.00 \text{ m}$

Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale alla strada detta **L<sub>dt</sub>** la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore.



risulta:

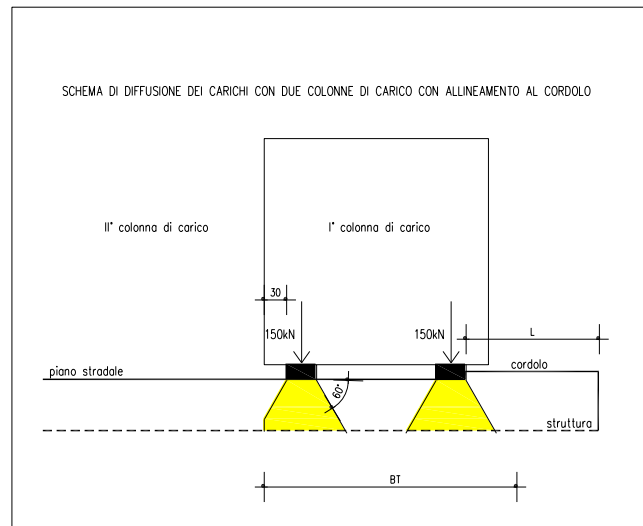
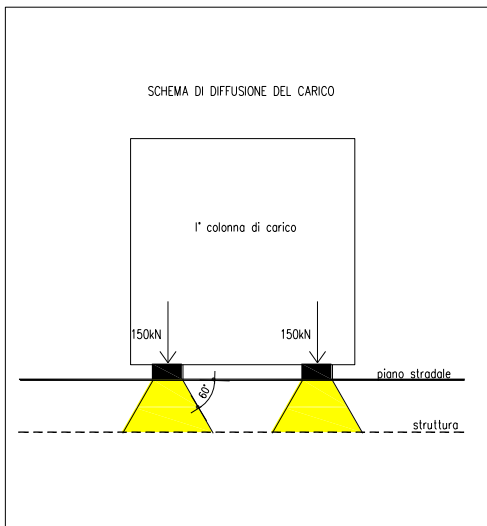
- $L_{dt} = 2.40 + 2 \times (\tan 30^\circ \times H_r + \tan 45^\circ \times S_s / 2)$

Nel caso in esame risulta:

- $L_{dt} = 2.40 + 2 \times (\tan 30^\circ \times 2.60 + \tan 45^\circ \times 0.60 / 2) = \underline{6.00 \text{ m}}$

Il valore di **Ldt** viene poi limitato in base alle seguenti circostanze:

- presenza della seconda colonna di carico: il carico della 1° colonna, in corrispondenza dell'adiacenza alla 2° colonna, può essere diffuso al massimo fino a 0.30m all'esterno dell'impronta del carico;
- posizionando il carico in adiacenza al cordolo, ne consegue che la massima diffusione lato cordolo è pari a:
  - $L_{dt, \text{cordolo}} = \tan 30 \times H_r + \tan 45 \times S_s / 2 = 1.80 \text{ cm}$



pertanto la larghezza di diffusione trasversale non può risultare superiore al valore di:

- $L_{dt, \text{max}} = 2.40 + 0.30 + 1.80 = \underline{4.50 \text{ m}}$

#### Calcolo del carico distribuito equivalente al tandem

Avendo definito **Ldl** e **Ldt.max** si può valutare l'intensità del carico **q<sub>eq</sub>** equivalente all'effetto indotto dai carichi tandem sulla soletta superiore:

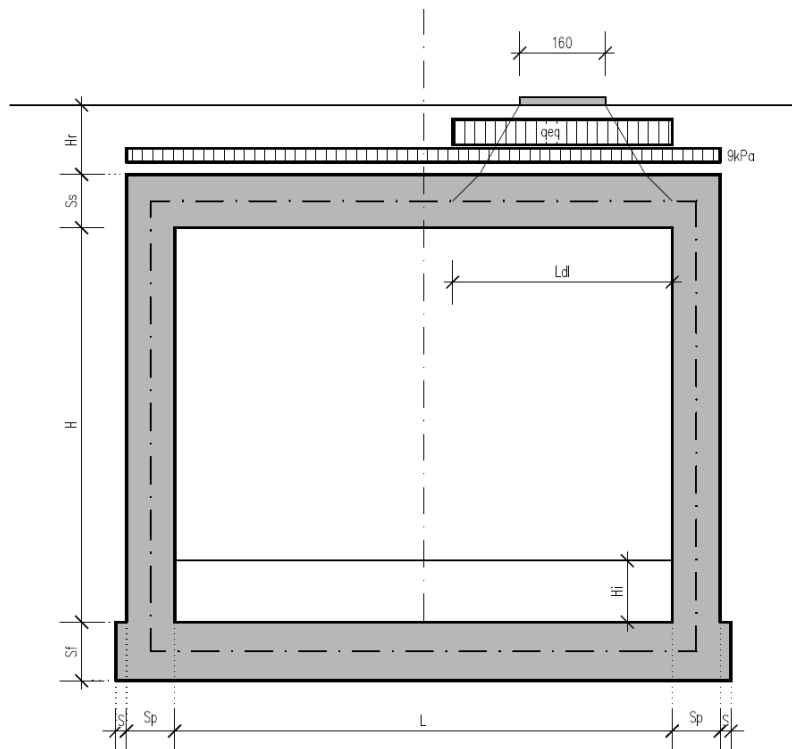
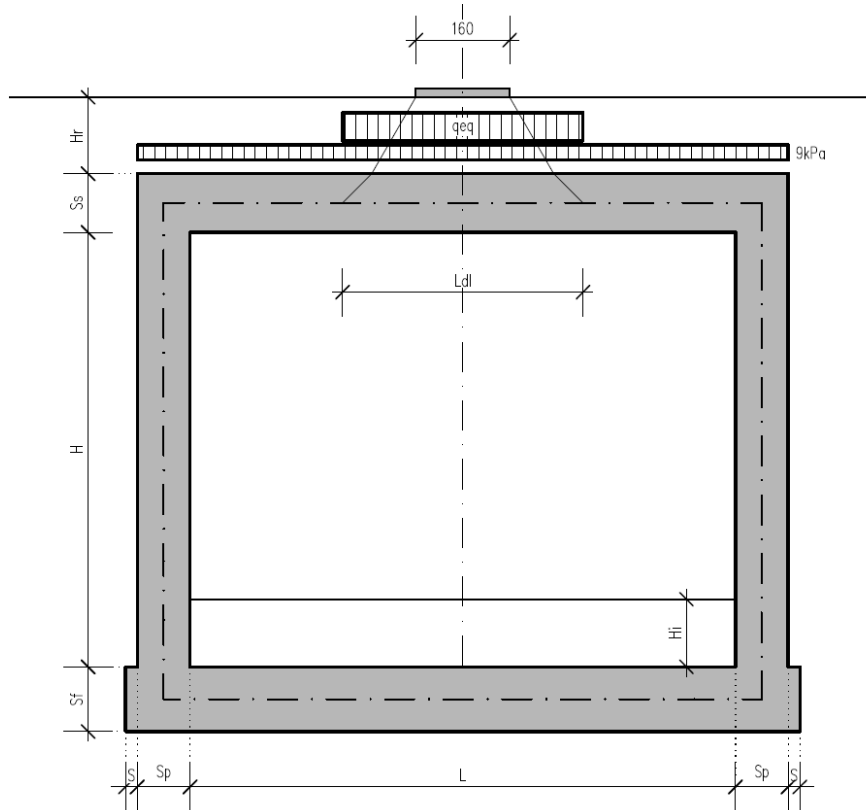
Considerando il carico tandem dovuto alla prima colonna di carico:

- $q_{eq} = 2 \times Q_{1k} / (L_{dl} \times L_{dt, \text{max}}) = 600 / (5.20 \times 4.50) = \underline{25.64 \text{ kN/m}}$

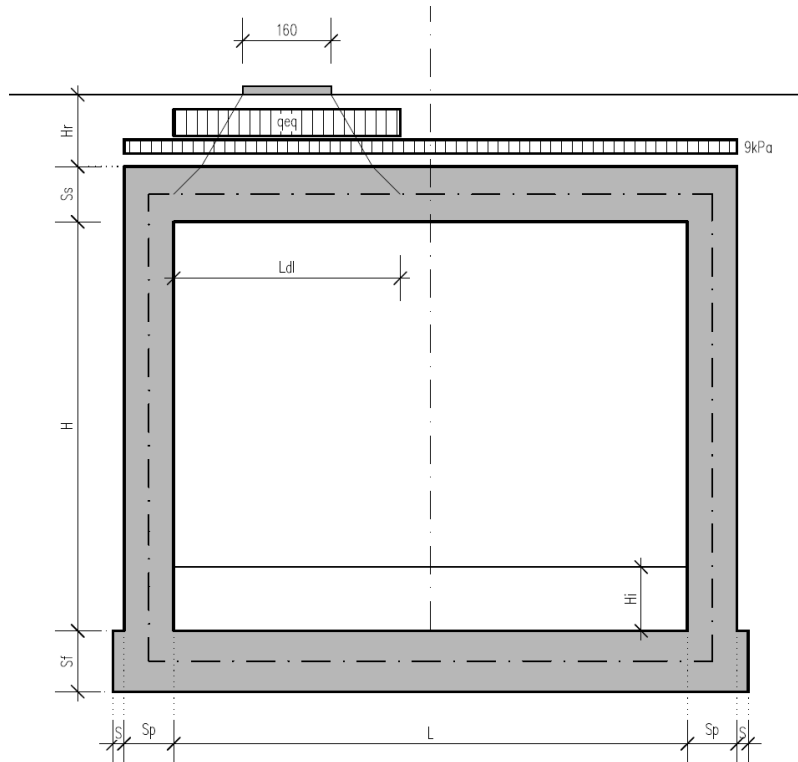
cui si sovrappone il carico  $q = 9 \text{ kN/m}$  uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico  $q_{1k}$ ).

La posizione del carico  $q_{eq}$  equivalente al tandem viene variata su tutta la soletta nei casi di carico CDC8-10 per massimizzare:

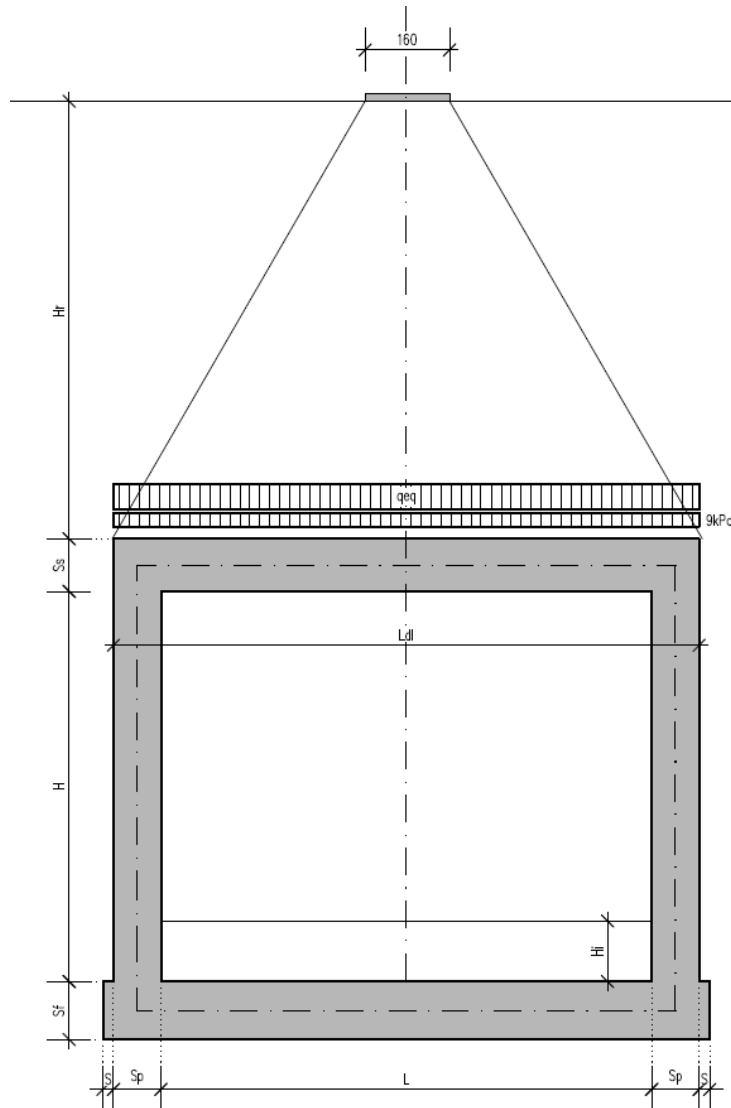
- CDC 8: il momento in mezzzeria soletta;
- CDC 9: il taglio nella soletta a filo piedritto destro;
- CDC 10: il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro.







Si noti che se  $L_{dl} > L + 2 \times S_p$  (larghezza netta interna + spessore dei piedritti) allora il carico equivalente è applicato a tutte le aste della soletta superiore nei tre casi di carico CDC 8-10 che vengono a coincidere tra di loro.



- **Sovraccarico uniforme da 20kN/m2 CDC 11**

Si ipotizza che la soletta superiore sia gravata da un carico accidentale uniformemente distribuito di intensità pari a 20 kN/m<sup>2</sup> (scenario da traffico da utilizzarsi in alternativa ai casi di carico 8, 9 e 10).

- **Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali CDC 12,13,14,15,16,17**

In accordo con il punto C5.1.3.3.7.1 della circolare ministeriale 02/02/2009 per il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.00 m e lunga 2.20 m. Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale.

Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico  $q_{ik} = 9 \text{ kN/m}^2$ .

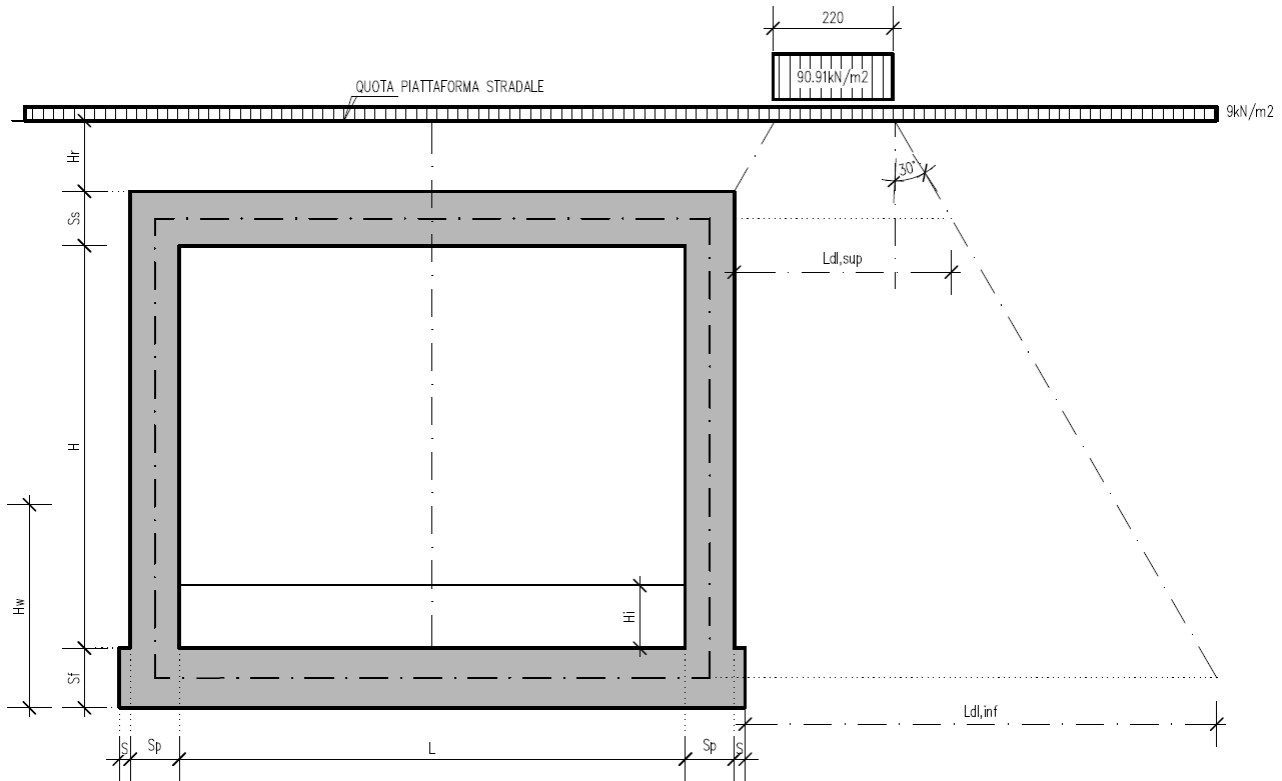
Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

- $600 / (3.00 \times 2.20) = 90.91 \text{ kN/m}^2$

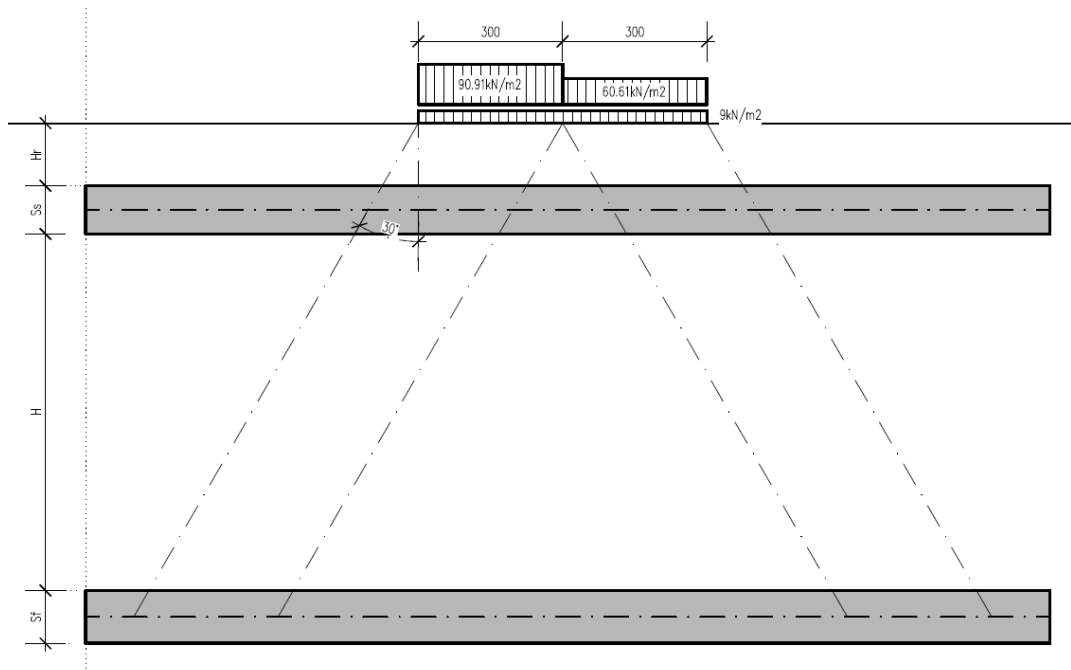
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

- $L_{dl,sup} = 2.20 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = \underline{\underline{5.38 \text{ m}}}$  (piano medio sol. sup.)
- $L_{dl,inf} = 2.20 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s + H + S_i/2)] = \underline{\underline{7.71 \text{ m}}}$  (piano medio sol. inf.)

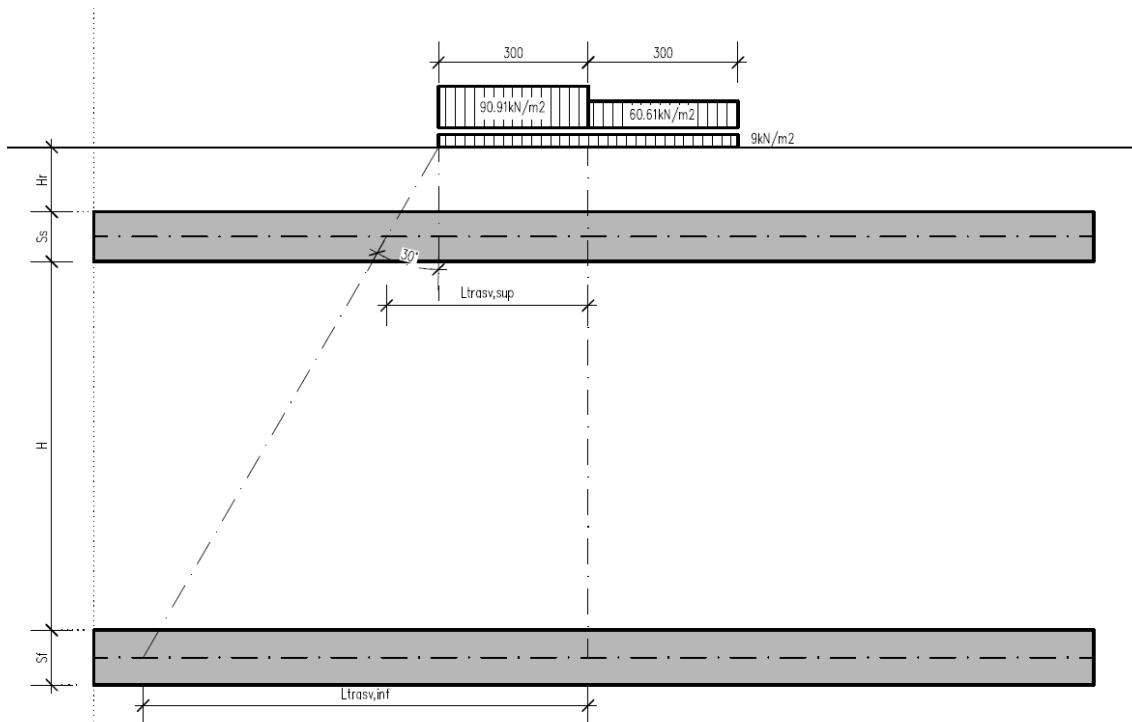


Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito, si ottiene quanto riportato nella figura seguente:



Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:



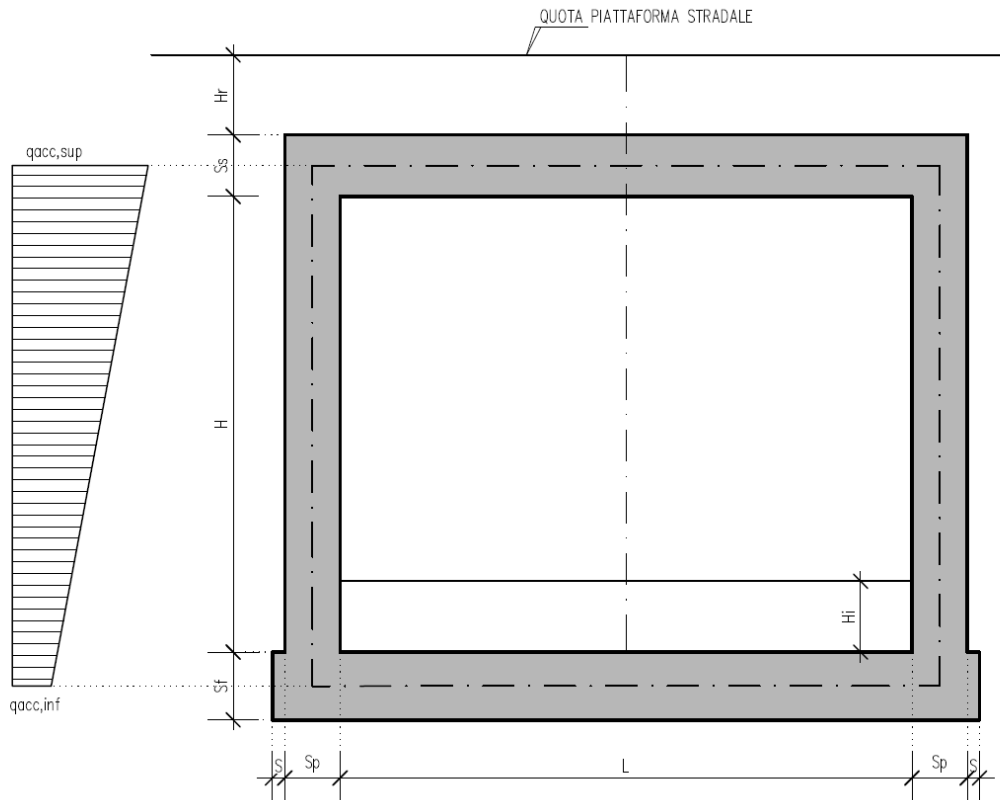
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

- $L_{dt,sup} = 3.00 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] \quad \equiv \underline{\underline{4.67 \text{ m}}}$  (piano medio sol. sup.)
- $L_{dt,inf} = 3.00 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] \quad \equiv \underline{\underline{7.01 \text{ m}}}$  (piano medio sol. inf.)

Spinta sul piedritto generato da  $Q_{1,k}$ :

Il diagramma di spinta applicato ai piedritti varia linearmente fra i valori  $q_{acc,sup2}$  e  $q_{acc,sup1}$  come esemplificato nella immagine seguente.

- $q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} / (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = \mathbf{18.34 \text{ kN/m}}$  (CDC 12 e 13, piedritto sinistro/destro)
- $q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} / (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = \mathbf{8.53 \text{ kN/m}}$  (CDC 12 e 13, piedritto sinistro/destro)



Spinta sul piedritto generato da  $q_{1,k} = 9 \text{ kN/m}^2$  sul rilevato

- $p = k_0 \times q_{1k} = 0.384 \times 9 = \mathbf{3.45 \text{ kN/m}}$  (spinta a riposo, CDC 14 e 15, piedritto sinistro/destro)

Spinta sul piedritto generato dal sovraccarico  $20 \text{ kN/m}^2$  sul rilevato

Nello scenario di carico da traffico alternativo allo Schema di Carico 1 si considera, ai fini del calcolo della spinta sui piedritti, un carico  $q_{acc}$  sul terrapieno pari a  $20 \text{ kN/m}^2$ .

Tale carico genera spinte pari a:

- $p = k_0 \times q_{acc} = 0.384 \times 20 = \mathbf{7.68 \text{ kN/m}}$  (spinta a riposo, CDC 16 e 17, piedritto sinistro/destro)

• **Frenatura CDC 18**

La forza di frenatura  $q_3$  è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 14/01/2008):

- $180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 \text{ kN}$

dove:

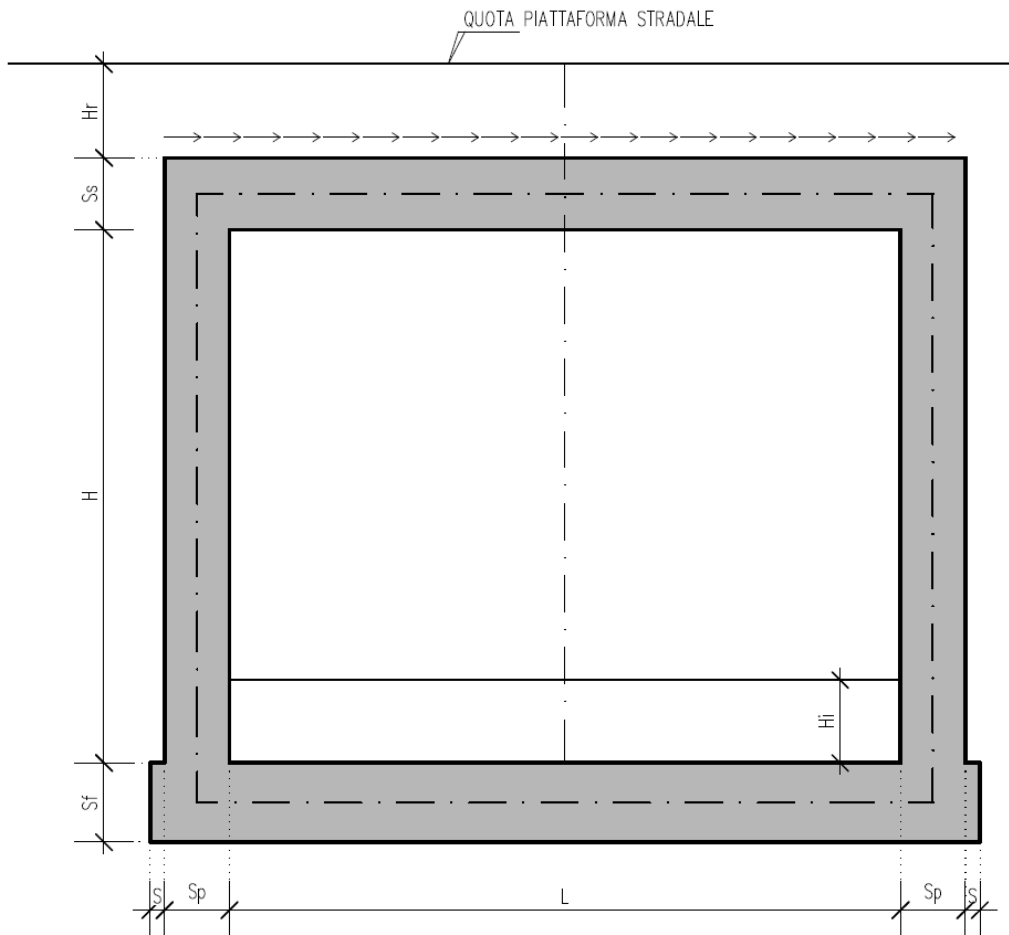
- $Q1k = 300 \text{ kN}$
- $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$
- $w1 = 3.00 \text{ m}$  (larghezza della corsia)
- $L = 2 \times Sp + Bi = 2 \times 0.60 + 4 = 5.20 \text{ m}$  (larghezza della soletta compresi i piedritti)

Nel caso in esame risulta:

- $q3 = 371.34 \text{ kN}$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico ( $Ldt$ ), con la seguente relazione:

- $q_{3,dis} = 371.34 / (4.50 \times 5.20) = 15.87 \text{ kN/m}^2$



• **Azioni sismiche CDC 19, 20**

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), la risultante delle forze inerziali orizzontali e verticali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

- $F_h = P \times k_h$
- $F_v = P \times k_v$
- $k_h = \beta_m \times a_{max} / g$

- $k_v = 0.50 \times k_h$
- $a_{max} = S_s \times S_t \times a_g = S \times a_g$

Località	cat. Suolo	S	ag[g]	amax[g] = S x ag
Reggiolo – Rolo	C	1,393	0,204	0,284
S. Possidonio – Concordia - Mirandola	C	1,335	0,246	0,328
S. Felice SP – Finale Emilia	C	1,313	0,261	0,343
Cento	D	1,403	0,269	0,377
Poggio Renatico	D	1,411	0,267	0,377
Ferrara Sud	D	1,537	0,230	0,354

Allo stato SLV

- $k_h = \beta_m \times a_{max} / g = 1 \times 0.343 = 0.343$
- $k_v = 0.5 \times k_h = 0.5 \times 0.343 = 0.172$

Dove

- P = peso proprio;
- k = coefficienti sismici;

Nel caso di sisma orizzontale si considera la spinta derivante dall'oscillazione del cuneo di terreno spingente con l'applicazione del diagramma triangolare di pressioni, tipico dei muri di sostegno, avente la risultante a 1/3 dell'altezza.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica  $\Delta P$  per la condizione a riposo viene valutato:

- $\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2 = 0.343 \times 20 \times (0.70 + 3.40 + 0.6 + 2.60)^2 = 365.57 \text{ kN/m}$
- $Q_{sism} = (365.57 / 7.30 \times 4.70) / 4.70 = 50.08 \text{ kN/m}^2$

#### Spinta inerziale verticale $K_v$

Soletta superiore

- $S_v = (\text{peso soletta} + \text{permanenti portati}) \times K_v = (25 \times 0.60 + 21 \times 0.30) \times 0.172 = 3.66 \text{ kN/m}^2$

Piedritti

- $S_v = \text{peso piedritti} \times K_v = 25 \times 0.60 \times 0.172 = 2.58 \text{ kN/m}^2$

-

#### Spinta inerziale orizzontale $K_h$

Soletta superiore

- $S_h = (\text{peso soletta} + \text{permanenti portati}) \times K_h = (25 \times 0.60 + 21 \times 0.30) \times 0.343 = 7.31 \text{ kN/m}^2$

Piedritti

- $S_h = \text{peso piedritti} \times K_h = 25 \times 0.6 \times 0.343 = 5.15 \text{ kN/m}^2$

1 - Ai fini delle azioni verticali sulla soletta superiore, non considerando i carichi accidentali si ha:

Peso proprio soletta	25.00	kN/m <sup>2</sup>
Carichi permanenti	21.00	kN/m <sup>2</sup>
Inerzia	4.80	kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>50.80</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

2 - Ai fini delle azioni orizzontali, sui piedritti si considera il contributo della sovraspinta sismica dovuto al sisma oscillatorio e le spinte inerziali agenti sui piedritti, mentre sulla soletta superiore si considera l'inerzia della stessa nonché i permanenti portati.

Spinta inerziale sulla soletta superiore:

$$P \cdot k_h = 8.74 \text{ kN/m}$$

Spinta sismica inerziale orizzontale e verticale sui piedritti:

$$\begin{aligned} Sh &= Sp \times \gamma \times kh = 0.60 \times 25.00 \times 0.34 = 5.15 \text{ kN/m} \\ Sv &= Sp \times \gamma \times kv = 0.60 \times 25.00 \times 0.17 = 2.58 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sovraspinta sismica:

$$k_h \times \gamma \times h_{tot} = 32.24 \text{ kN/m}$$

dove si indica con  $h_{tot}$  l'altezza totale del tombino compresi gli spessori delle solette superiore e inferiore più l'altezza di ricoprimento totale del tombino. Si fa osservare che tale metodologia porta ad azioni eccessivamente prudenziali, soprattutto per tombini con altezza di ricoprimento elevata.

#### • Azioni termiche

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di  $\pm 10^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore (CDC 22) ed un salto termico di  $5^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore e sui piedritti, analizzando nelle combinazioni di carico i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa agendo sul segno della sollecitazione, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore e sui piedritti (CDC 21).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:



$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

• **Ritiro**

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

$\varepsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro

$\varepsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento

$\varepsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ :

fck	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in %)					
	20.00	40.00	60.00	80.00	90.00	100.00
20.00	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
25.00	-0.59	-0.55	-0.46	-0.29	-0.16	0.00
28.00	-0.56	-0.53	-0.45	-0.28	-0.15	0.00
32.00	-0.54	-0.51	-0.42	-0.26	-0.15	0.00
40.00	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60.00	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	0.10	0.00
80.00	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

$h_0$ (mm)	$k_h$
100	1
200	0.85
300	0.75

400	0.725
500	0.7

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\epsilon_{ca,\infty}$  può essere valutato

mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa

$$U_r = 70\%$$

Si ha il seguente valore del ritiro:

$$\epsilon_{cs} = 0.00033$$

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di  $h_0$ , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a  $\Phi (t = \infty) = 1.6$ . Il modulo elastico ridotto del calcestruzzo risulta quindi pari a:

$$E_c^* = E_c / (1 + \Phi) = 12533 \text{ N/mm}^2. \text{ (CDC 22)}$$

## 9.11. COMBINAZIONE DEI CARICHI

I carichi caratteristici sopra elencati (CDC), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

### 9.11.1. Combinazioni per lo stato limite ultimo

$$\gamma_{G1} G1 + \gamma_{\epsilon 2} R + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{\epsilon 3} \psi_{0 \epsilon 3} T \text{ (carico da traffico veicolare } Q_{k1} \text{ principale)}$$

$$\gamma_{G1} G1 + \gamma_{\epsilon 2} R + \gamma_{\epsilon 3} T + \gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1} \text{ (azioni termiche } T \text{ principali)}$$

Peso proprio	Permanenti portati	Spinta a riposo piedritto sx	Spinta a riposo piedritto dx	Spinta attiva piedritto sx	Spinta attiva piedritto dx	Spinta acqua interna	Q1k centrato	Q1k filo piedritto dx	Q1k filo piedritto sx	Accidentale 9kPa su soletta	Accidentale 20 kPa	Accidentale su piedritto sx	Accidentale su piedritto dx	Accidentale 9kPa piedritto sx	Accidentale 9kPa piedritto dx	Accidentale 20kPa piedritto sx	Accidentale 20kPa piedritto dx	Frenatura	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Spinta idrodinamica	Termica Uniforme	Termica farfalla +	Ritiro
--------------	--------------------	------------------------------	------------------------------	----------------------------	----------------------------	----------------------	--------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------------	--------------------	-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------	-------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	-----------	-------------------	-----------------	---------------------	------------------	--------------------	--------



**9.11.2. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara**

$G_1 + R + Q_{k1} + \psi_{0\&3} T$  (carico da traffico veicolare  $Q_{k1}$  principale)

$G_1 + R + T + \psi_{01} Q_{k1}$  (azioni termiche T principali)

	Peso proprio	Permanenti portati	Spinta a riposo piedritto sx	Spinta a riposo piedritto dx	Spinta attiva piedritto sx	Spinta attiva piedritto dx	Spinta acqua interna	Q1k centrato	Q1k filo piedritto dx	Q1k filo piedritto sx	Accidentale 9kPa su soletta	Accidentale 20 kPa	Accidentale su piedritto sx	Accidentale su piedritto dx	Accidentale 9kPa piedritto sx	Accidentale 9kPa piedritto dx	Accidentale 20kPa piedritto sx	Accidentale 20kPa piedritto dx	Frenatura	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Spinta idrodinamica	Termica Uniforme	Termica farfalla +	Ritiro
SLE RAR	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	1
	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	1
	1	1	0	0	1	1	1	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
	1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	1	0	0	0	-0.6	-0.6	0
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	1	0	0	0	-0.6	-0.6	0
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	1	0	0	0	-0.6	-0.6	0
	1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	-1	-1	0
	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	0.6	1
	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	0.6	1
	1	1	0	0	1	1	1	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	1
	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	1
	1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	1	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	1	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	1	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	1	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	1	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	1	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	1

1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

**9.11.3. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente**

$G_1 + R + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{2\&3} T$  (carico da traffico veicolare Qk1 principale)

	Peso proprio	Permanenti portati	Spinta a riposo piedritto sx	Spinta a riposo piedritto dx	Spinta attiva piedritto sx	Spinta attiva piedritto dx	Spinta acqua interna	Q1k centrato	Q1k filo piedritto dx	Q1k filo piedritto sx	Accidentale 9kPa su soletta	Accidentale 20 kPa	Accidentale su piedritto sx	Accidentale su piedritto dx	Accidentale 9kPa piedritto sx	Accidentale 9kPa piedritto dx	Accidentale 20kPa piedritto sx	Accidentale 20kPa piedritto dx	Frenatura	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Spinta idrodinamica	Termica Uniforme	Termica farfalla +	Ritiro		
SLE FR	1	1	0	0	1	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	1		
	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	1	
	1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	-0.6	0	
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	-0.6	0
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	-0.6	0
	1	1	0	0	1	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	0.6	0
	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	0.6	0
	1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.75	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0.75	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	1

**9.11.4. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente**

$G_1 + R + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2\&3} T$

	Peso proprio	Permanenti portati	Spinta a riposo piedritto sx	Spinta a riposo piedritto dx	Spinta attiva piedritto sx	Spinta attiva piedritto dx	Spinta acqua interna	Q1k centrato	Q1k filo piedritto dx	Q1k filo piedritto sx	Accidentale 9kPa su soletta	Accidentale 20 kPa	Accidentale su piedritto sx	Accidentale su piedritto dx	Accidentale 9kPa piedritto sx	Accidentale 9kPa piedritto dx	Accidentale 20kPa piedritto sx	Accidentale 20kPa piedritto dx	Frenatura	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Spinta idrodinamica	Termica Uniforme	Termica farfalla +	Ritiro	
SLE QP	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0.5	1	
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.5	-0.5	0
	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.5	0.5	0

	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	-0.5	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0.5	1

**9.11.5. Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita**

Si considera il sisma agente nella direzione trasversale dello scatolare (gli effetti del sisma agente nella direzione longitudinale del manufatto sono poco rilevanti), associato al sisma in direzione verticale (considerando in alternativa entrambi i versi d'azione). La non contemporaneità della massima azione verticale e orizzontale viene tenuta in conto, come prescritto dalle NTC 2008 (Par. 7.3.5), considerando i 4 seguenti scenari:

- E1 = 1.00 EH + 0.30 EV + (sisma orizzontale al 100%, sisma verticale verso l'alto al 30%)
  - E2 = 1.00 EH + 0.30 EV - (sisma orizzontale al 100%, sisma verticale verso il basso al 30%)
  - E3 = 0.30 EH + 1.00 EV + (sisma orizzontale al 30%, sisma verticale verso l'alto al 100%)
  - E4 = 0.30 EH + 1.00 EV - (sisma orizzontale al 30%, sisma verticale verso il basso al 100%)
- $$G_1 + E + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2;3} T$$

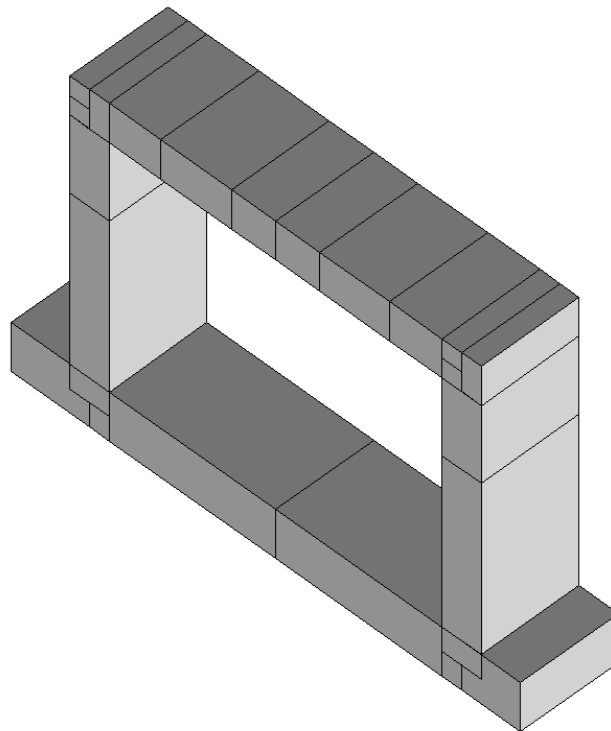
	Peso proprio	Permanenti pontali	Spinta a riposo piedritto sx	Spinta a riposo piedritto dx	Spinta attiva piedritto sx	Spinta attiva piedritto dx	Spinta acqua interna	Q1k centrale	Q1k filo piedritto dx	Q1k filo piedritto sx	Accidentale 9kPa su soletta	Accidentale 20 kPa	Accidentale su piedritto sx	Accidentale su piedritto dx	Accidentale 9kPa piedritto sx	Accidentale 9kPa piedritto dx	Accidentale 20kPa piedritto sx	Accidentale 20kPa piedritto dx	Frenatura	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Spinta idrodinamica	Termica Uniforme	Termica farfalla +	Ritiro
SISMA	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0	0.5	0.5	1
	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0.3	1	-0.5	-0.5	0
	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0	-0.5	0.5	0
	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0.3	1	0.5	-0.5	1
	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-0.3	1	0.5	0.5	1

## 9.12. MODELLO DI CALCOLO, RISULTATI E VERIFICHE

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- *Elemento tipo BEAM* (trave-D2)
- *Elemento tipo BOUNDARY* (molla)

Per quanto concerne il terreno di fondazione, esso può essere schematizzato secondo il modello di Winkler che prevede una relazione lineare fra il cedimento in un punto della superficie e la pressione agente nello stesso punto.



**Figura 9.12-1 – Vista 3D solida: modello di calcolo completo**

### 9.12.1. Casi di carico

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente).

Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente).

Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso: *Numero, Tipo e Sigla identificativa, Valore di riferimento del caso di carico* (se previsto).

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=G1k (permanente portati)	D2 :da 1 a 6 Azione : carico soletta inf:Fzi=-3.60 Fzf=-3.60 D2 :da 7 a 8 Azione : carico soletta sup:Fzi=-7.20 Fzf=-7.20 D2 : 9 Azione : carico soletta sup:Fzi=-7.20 Fzf=-7.20 D2 :da 10 a 11 Azione : carico soletta sup:Fzi=-7.20 Fzf=-7.20 D2 : 12 Azione : carico soletta sup:Fzi=-7.20 Fzf=-7.20 D2 : 21 Azione : carico soletta sup:Fzi=-7.20 Fzf=-7.20 D2 :da 22 a 23 Azione : carico soletta sup:Fzi=-7.20 Fzf=-7.20 D2 : 24 Azione : carico soletta sup:Fzi=-7.20 Fzf=-7.20
3	Gk	CDC=G1k (spinta riposo piedritto SX)	D2 : 13 Azione : riposo sx 4:Fxi=40.42 Fxf=36.87 D2 : 14 Azione : riposo sx 3:Fxi=36.87 Fxf=11.98 D2 : 15 Azione : riposo sx 2:Fxi=11.98 Fxf=5.83 D2 : 16 Azione : riposo sx 1:Fxi=5.83 Fxf=4.30
4	Gk	CDC=G1k (spinta riposo piedritto DX)	D2 : 17 Azione : riposo dx 4:Fxi=-40.42 Fxf=-36.87 D2 : 18 Azione : riposo dx 3:Fxi=-36.87 Fxf=-11.98 D2 : 19 Azione : riposo dx 2:Fxi=-11.98 Fxf=-5.83 D2 : 20 Azione : riposo dx 1:Fxi=-5.83 Fxf=-4.30
5	Gk	CDC=G1k (spinta attiva piedritto SX)	D2 : 13 Azione : attiva sx 4:Fxi=32.60 Fxf=29.45 D2 : 14 Azione : attiva sx 3:Fxi=29.45 Fxf=7.39 D2 : 15 Azione : attiva sx 2:Fxi=7.39 Fxf=3.60 D2 : 16 Azione : attiva sx 1:Fxi=3.60 Fxf=2.65
6	Gk	CDC=G1k (spinta attiva piedritto DX)	D2 : 17 Azione : attiva dx 4:Fxi=-32.60 Fxf=-29.45 D2 : 18 Azione : attiva dx 3:Fxi=-29.45 Fxf=-7.39 D2 : 19 Azione : attiva dx 2:Fxi=-7.39 Fxf=-3.60 D2 : 20 Azione : attivo dx 1:Fxi=-3.60 Fxf=-2.65
8	Qk	CDC=Qk (Q1k centrato +q1K)	D2 :da 7 a 8 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 :da 7 a 8 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16 D2 : 9 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 9 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16 D2 :da 10 a 11 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 12 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 21 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 :da 22 a 23 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 24 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 24 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16
9	Qk	CDC=Qk (Q1k filo piedritto SX +q1K)	D2 :da 7 a 8 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 :da 7 a 8 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16 D2 : 9 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 :da 10 a 11 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 12 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 21 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 :da 22 a 23 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 :da 22 a 23 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16 D2 : 24 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 24 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16
10	Qk	CDC=Qk (Q1k filo piedritto DX +q1K)	D2 :da 7 a 8 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 :da 7 a 8 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16 D2 : 9 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 9 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16 D2 :da 10 a 11 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 :da 10 a 11 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16 D2 : 12 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 21 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 :da 22 a 23 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 24 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
11	Qk	CDC=Qk (variabile 20kPa)	D2 :da 7 a 8 Azione : variabile 20kPa :Fzi=-20.00 Fzf=-20.00 D2 : 9 Azione : variabile 20kPa :Fzi=-20.00 Fzf=-20.00 D2 :da 10 a 11 Azione : variabile 20kPa :Fzi=-20.00 Fzf=-20.00 D2 : 12 Azione : variabile 20kPa :Fzi=-20.00 Fzf=-20.00 D2 : 21 Azione : variabile 20kPa :Fzi=-20.00 Fzf=-20.00 D2 :da 22 a 23 Azione : variabile 20kPa :Fzi=-20.00 Fzf=-20.00 D2 : 24 Azione : variabile 20kPa :Fzi=-20.00 Fzf=-20.00



CDC	Tipo	Sigla Id	Note
12	Qk	CDC=Qk (variabile Q1k su piedritto SX)	D2 : 13 Azione : Q1k piedritto sx 4:Fxi=10.74 Fxf=12.05 D2 : 14 Azione : Q1k piedritto sx 3:Fxi=12.05 Fxf=20.14 D2 : 15 Azione : Q1k piedritto sx 2:Fxi=20.14 Fxf=25.36 D2 : 16 Azione : Q1k piedritto sx 1:Fxi=25.36 Fxf=26.40
13	Qk	CDC=Qk (variabile Q1k su piedritto DX)	D2 : 17 Azione : Q1k piedritto dx 4:Fxi=-10.74 Fxf=-12.05 D2 : 18 Azione : Q1k piedritto dx 3:Fxi=-12.05 Fxf=-20.14 D2 : 19 Azione : Q1k piedritto dx 2:Fxi=-20.14 Fxf=-25.36 D2 : 20 Azione : Q1k piedritto dx 1:Fxi=-25.36 Fxf=-26.40
14	Qk	CDC=Qk (variabile q1k su piedritto SX)	D2 : 13 Azione : q1k piedritto sx:Fxi=3.45 Fxf=3.45 D2 : 14 Azione : q1k piedritto sx:Fxi=3.45 Fxf=3.45 D2 : 15 Azione : q1k piedritto sx:Fxi=3.45 Fxf=3.45 D2 : 16 Azione : q1k piedritto sx:Fxi=3.45 Fxf=3.45
15	Qk	CDC=Qk (variabile q1k su piedritto DX)	D2 : 17 Azione : q1k piedritto dx:Fxi=-3.45 Fxf=-3.45 D2 : 18 Azione : q1k piedritto dx:Fxi=-3.45 Fxf=-3.45 D2 : 19 Azione : q1k piedritto dx:Fxi=-3.45 Fxf=-3.45 D2 : 20 Azione : q1k piedritto dx:Fxi=-3.45 Fxf=-3.45
16	Qk	CDC=Qk (variabile 20kPa su piedritto SX)	D2 : 13 Azione : 20kPa piedritto sx:Fxi=7.68 Fxf=7.68 D2 : 14 Azione : 20kPa piedritto sx:Fxi=7.68 Fxf=7.68 D2 : 15 Azione : 20kPa piedritto sx:Fxi=7.68 Fxf=7.68 D2 : 16 Azione : 20kPa piedritto sx:Fxi=7.68 Fxf=7.68
17	Qk	CDC=Qk (variabile 20kPa su piedritto DX)	D2 : 17 Azione : 20kPa piedritto dx:Fxi=-7.68 Fxf=-7.68 D2 : 18 Azione : 20kPa piedritto dx:Fxi=-7.68 Fxf=-7.68 D2 : 19 Azione : 20kPa piedritto dx:Fxi=-7.68 Fxf=-7.68 D2 : 20 Azione : 20kPa piedritto dx:Fxi=-7.68 Fxf=-7.68
18	Qk	CDC=Qk (frenatura)	D2 :da 7 a 8 Azione : frenatura:Fxi=29.00 Fxf=29.00 D2 : 9 Azione : frenatura:Fxi=29.00 Fxf=29.00 D2 :da 10 a 11 Azione : frenatura:Fxi=29.00 Fxf=29.00 D2 : 12 Azione : frenatura:Fxi=29.00 Fxf=29.00 D2 : 21 Azione : frenatura:Fxi=29.00 Fxf=29.00 D2 :da 22 a 23 Azione : frenatura:Fxi=29.00 Fxf=29.00 D2 : 24 Azione : frenatura:Fxi=29.00 Fxf=29.00
19	Qk	CDC=Qk (sisma orizzontale)	D2 :da 7 a 8 Azione : sisma H soletta sup :Fxi=6.48 Fxf=6.48 D2 : 9 Azione : sisma H soletta sup :Fxi=6.48 Fxf=6.48 D2 :da 10 a 11 Azione : sisma H soletta sup :Fxi=6.48 Fxf=6.48 D2 : 12 Azione : sisma H soletta sup :Fxi=6.48 Fxf=6.48 D2 : 13 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77 D2 : 13 Azione : sisma H spinta terreno:Fxi=28.27 Fxf=28.27 D2 : 14 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77 D2 : 14 Azione : sisma H spinta terreno:Fxi=28.27 Fxf=28.27 D2 : 15 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77 D2 : 15 Azione : sisma H spinta terreno:Fxi=28.27 Fxf=28.27 D2 : 16 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77 D2 : 16 Azione : sisma H spinta terreno:Fxi=28.27 Fxf=28.27 D2 : 17 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77 D2 : 18 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77 D2 : 19 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77 D2 : 20 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77 D2 : 21 Azione : sisma H soletta sup :Fxi=6.48 Fxf=6.48 D2 :da 22 a 23 Azione : sisma H soletta sup :Fxi=6.48 Fxf=6.48 D2 : 24 Azione : sisma H soletta sup :Fxi=6.48 Fxf=6.48
20	Qk	CDC=Qk (sisma verticale)	D2 :da 7 a 8 Azione : sisma V soletta sup:Fzi=-3.23 Fzf=-3.23 D2 : 9 Azione : sisma V soletta sup:Fzi=-3.23 Fzf=-3.23 D2 :da 10 a 11 Azione : sisma V soletta sup:Fzi=-3.23 Fzf=-3.23 D2 : 12 Azione : sisma V soletta sup:Fzi=-3.23 Fzf=-3.23 D2 : 13 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88 D2 : 14 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88 D2 : 15 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88 D2 : 16 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88 D2 : 17 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88 D2 : 18 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88 D2 : 19 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88 D2 : 20 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88 D2 : 21 Azione : sisma V soletta sup:Fzi=-3.23 Fzf=-3.23 D2 :da 22 a 23 Azione : sisma V soletta sup:Fzi=-3.23 Fzf=-3.23 D2 : 24 Azione : sisma V soletta sup:Fzi=-3.23 Fzf=-3.23
22	Qk	CDC=Qk (variazione termica uniforme)	D2 :da 7 a 8 Azione : termica uniforme 10:DT=10.00 D2 : 9 Azione : termica uniforme 10:DT=10.00 D2 :da 10 a 11 Azione : termica uniforme 10:DT=10.00

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D2 : 12 Azione : termica uniforme 10:DT=10.00
			D2 : 21 Azione : termica uniforme 10:DT=10.00
			D2 :da 22 a 23 Azione : termica uniforme 10:DT=10.00
			D2 : 24 Azione : termica uniforme 10:DT=10.00
23	Qk	CDC=Qk (variazione lineare su soletta e piedritti)	D2 :da 7 a 8 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 : 9 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 :da 10 a 11 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 : 13 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 : 14 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 : 15 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 : 16 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 : 17 Azione : termica -5:DT2i=-5.00 DT2f=-5.00
			D2 : 18 Azione : termica -5:DT2i=-5.00 DT2f=-5.00
			D2 : 19 Azione : termica -5:DT2i=-5.00 DT2f=-5.00
			D2 : 20 Azione : termica -5:DT2i=-5.00 DT2f=-5.00
			D2 :da 22 a 23 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 : 24 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
24	Qk	CDC=Qk (Ritiro differenziale soletta)	D2 :da 7 a 8 Azione : ritiro:DT=-33.00
			D2 : 9 Azione : ritiro:DT=-33.00
			D2 :da 10 a 11 Azione : ritiro:DT=-33.00
			D2 :da 22 a 23 Azione : ritiro:DT=-33.00
			D2 : 24 Azione : ritiro:DT=-33.00
25	Qk	CDC=Qk (q1k su soletta)	D2 :da 7 a 8 Azione : q1k su soletta:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 : 9 Azione : q1k su soletta:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 :da 10 a 11 Azione : q1k su soletta:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 : 12 Azione : q1k su soletta:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 : 21 Azione : q1k su soletta:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 :da 22 a 23 Azione : q1k su soletta:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 : 24 Azione : q1k su soletta:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00



**Figura 9.12. -1 – Caso di carico 1**

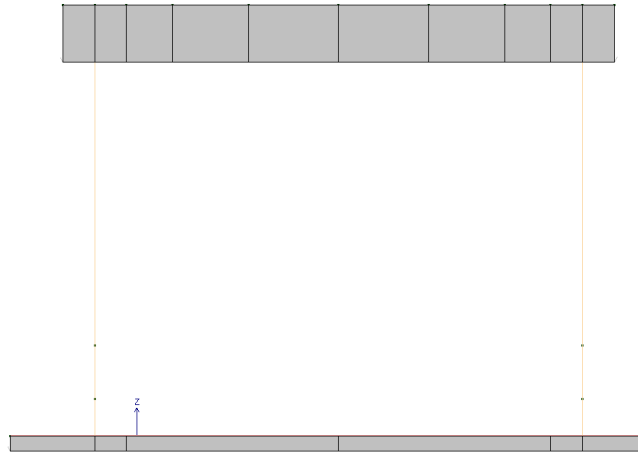


Figura 9.12.1-2 – Caso di carico 2

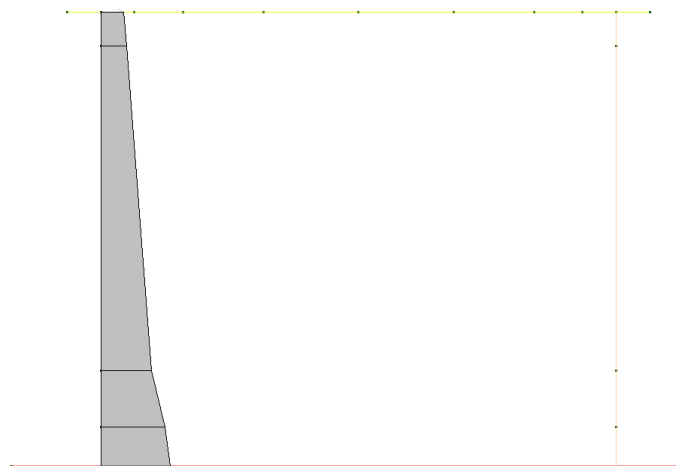


Figura 9.12.1-3 – Caso di carico 3

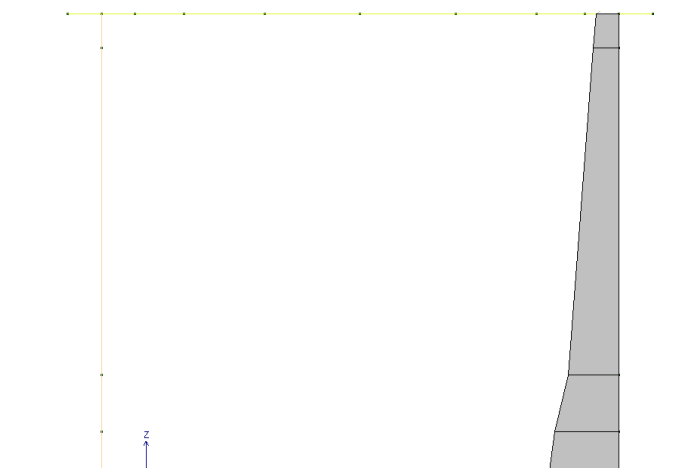


Figura 9.12.1-4 – Caso di carico 4

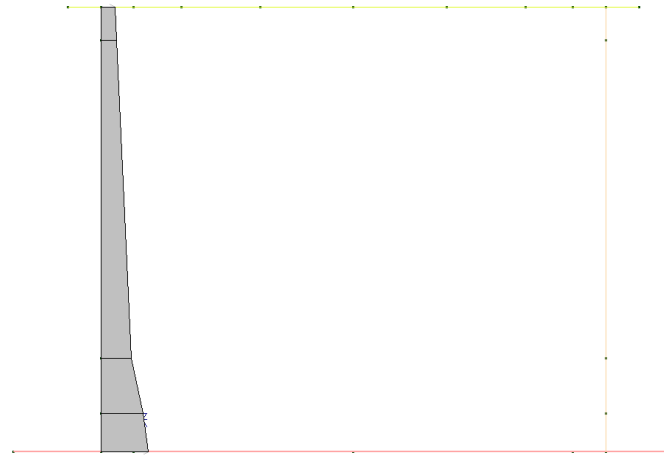


Figura 9.12.1-5 – Caso di carico 5

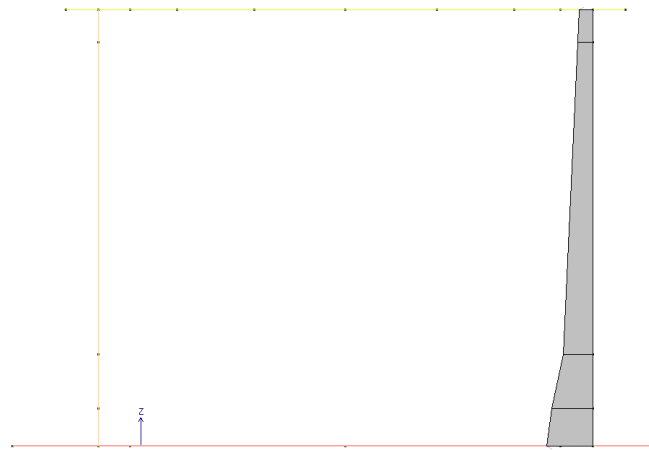


Figura 9.12.1-6 – Caso di carico 6

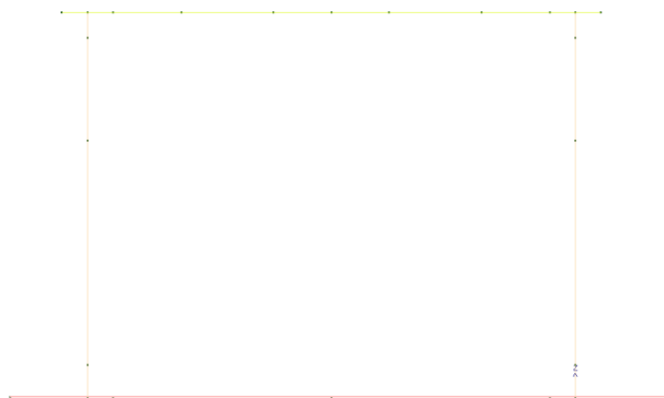


Figura 9.12.1-7 – Caso di carico 7

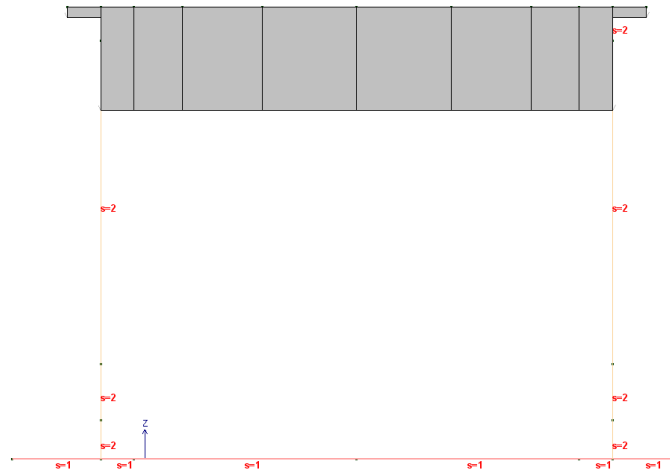


Figura 9.12.1-8 – Caso di carico 8

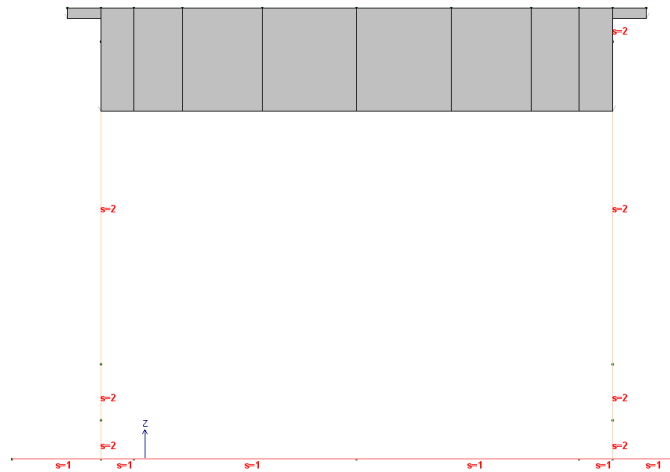


Figura 9.12.1-9 – Caso di carico 9

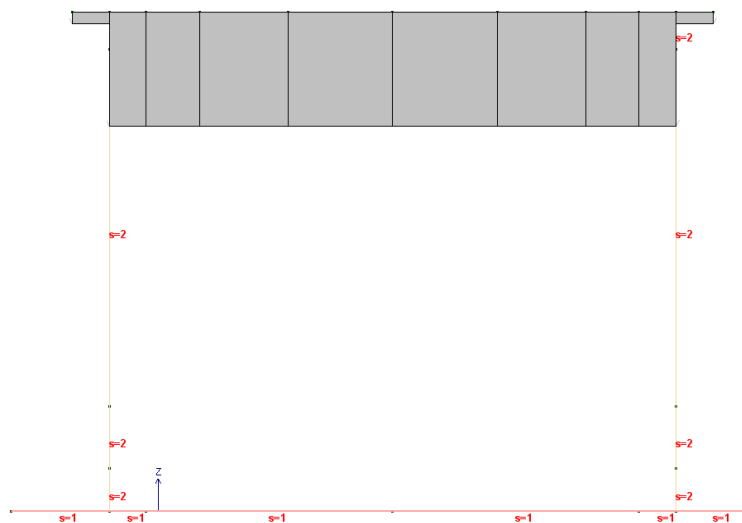
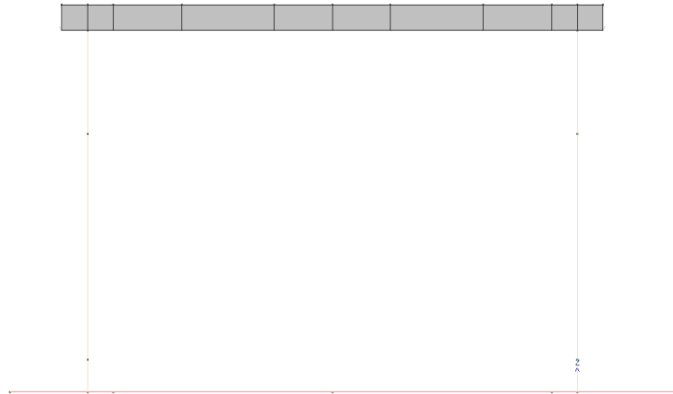
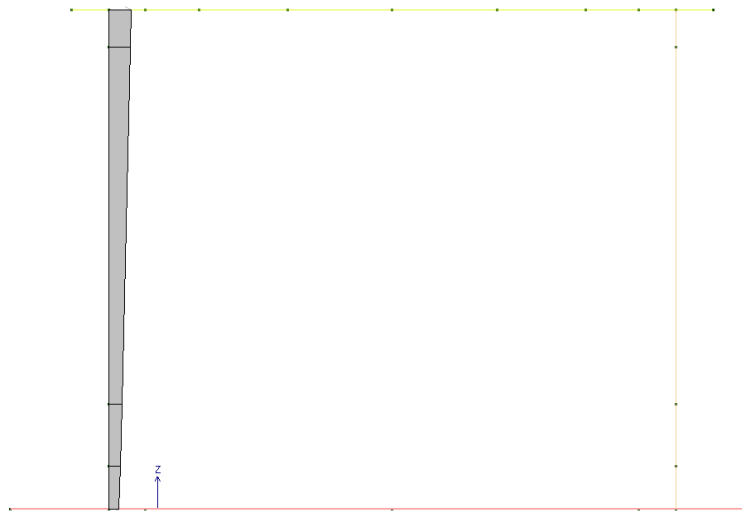


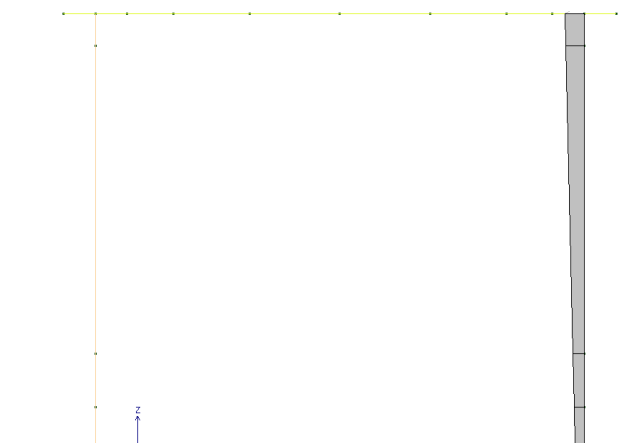
Figura 9.12.1-10 – Caso di carico 10



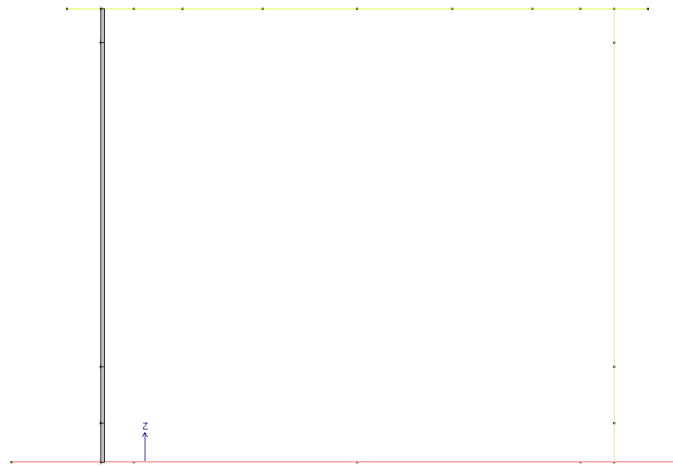
**Figura 9.12.1-11 – Caso di carico 11**



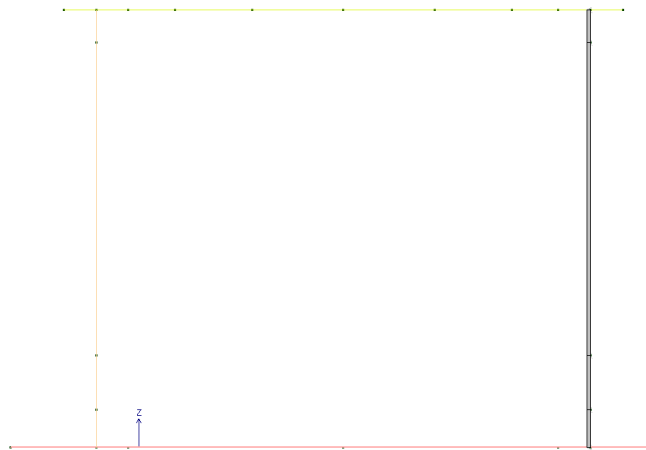
**Figura 9.12.1-12 – Caso di carico 12**



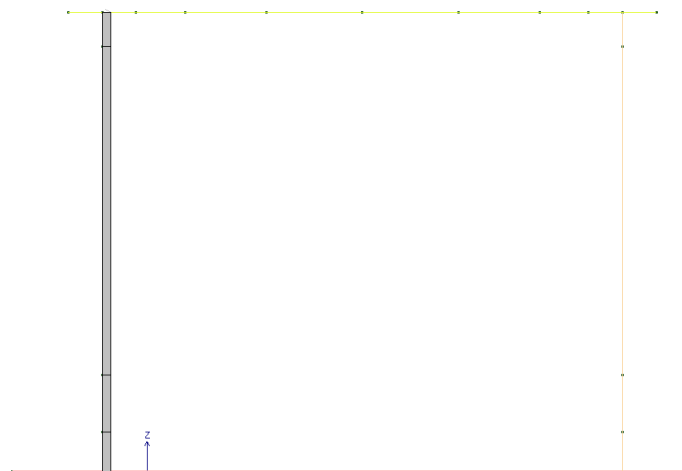
**Figura 9.12.1-13 – Caso di carico 13**



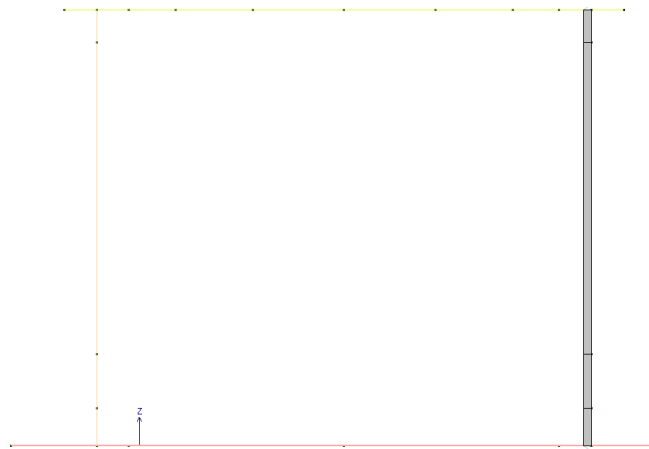
**Figura 9.12.1-14 – Caso di carico 14**



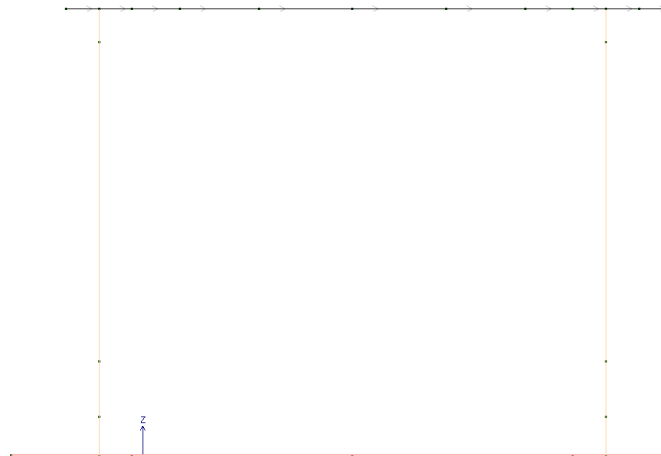
**Figura 9.12.1-15 – Caso di carico 15**



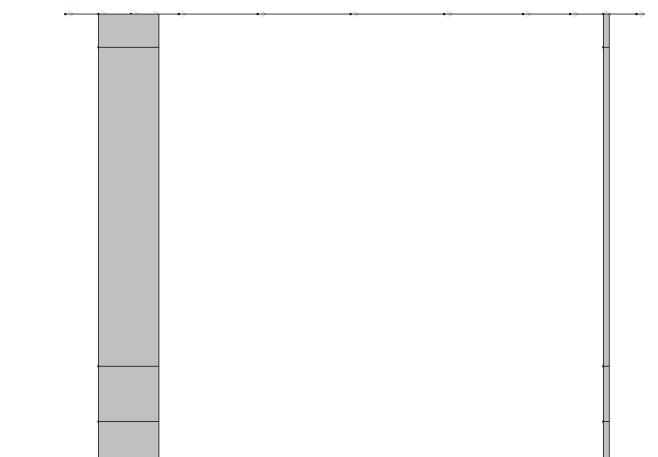
**Figura 9.12.1-16 – Caso di carico 16**



**Figura 9.12.1-17 – Caso di carico 17**



**Figura 9.12.1-18 – Caso di carico 18**



**Figura 9.12.1-19 – Caso di carico 19**





Figura 9.12.1-20 – Caso di carico 20

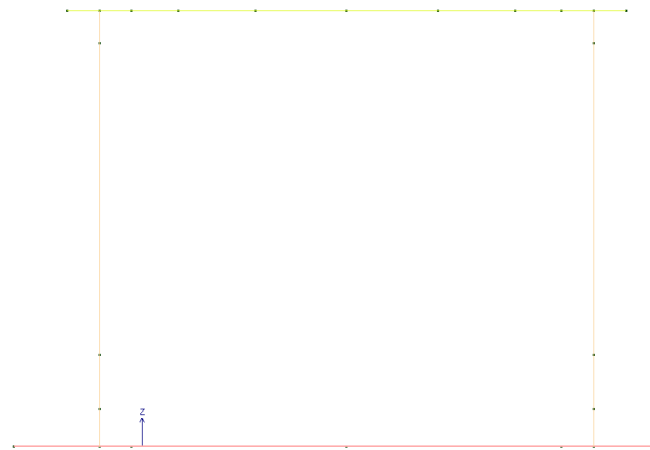


Figura 9.12.1-21 – Caso di carico 21

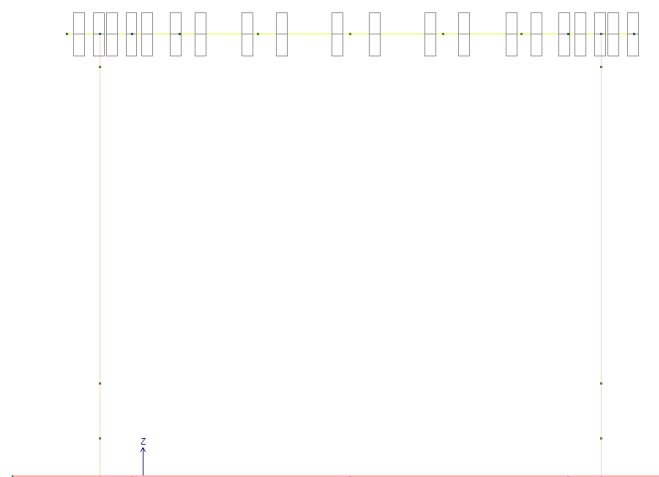


Figura 9.12.1-22 – Caso di carico 22

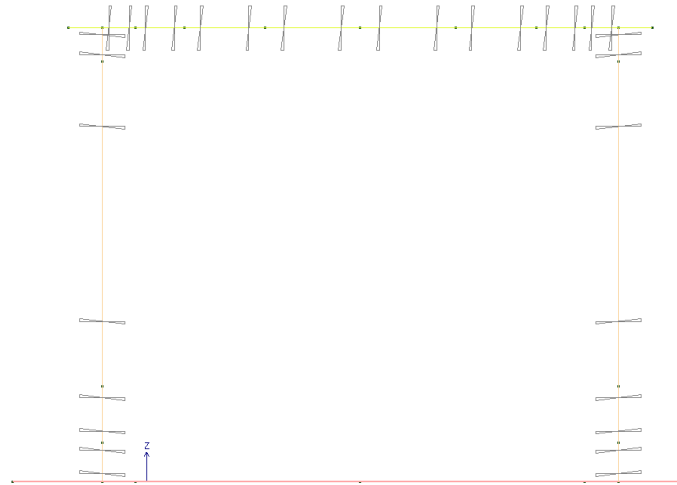


Figura 9.12.1-23 – Caso di carico 23

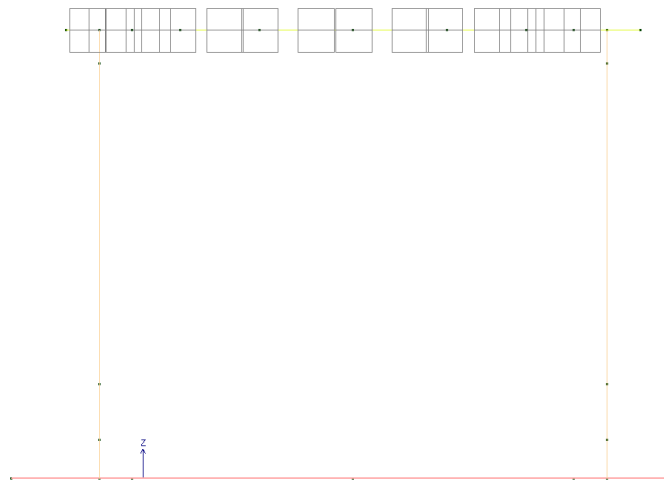


Figura 9.12.1-24 – Caso di carico 24

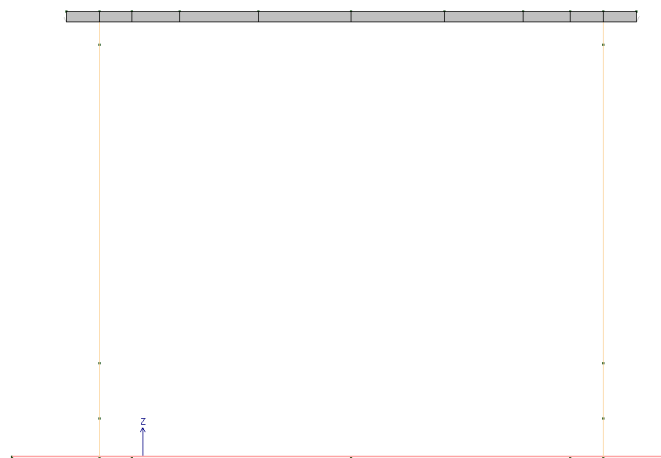


Figura 9.12. -25 – Caso di carico 25

### 9.12.2. Combinazioni di carico

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: Numero, Tipo, Sigla identificativa. Una seconda tabella riporta il peso nella combinazione, assunto per ogni caso di carico.

Cmb	Tipo
1	SLU
2	SLU
3	SLU
4	SLU
5	SLU
6	SLU
7	SLU
8	SLU
9	SLU
10	SLU
11	SLU
12	SLU
13	SLU
14	SLU
15	SLU
16	SLU
17	SLU
18	SLU
19	SLU
20	SLU
21	SLU
22	SLU
23	SLU
24	SLU
25	SLU
26	SLU
27	SLU
28	SLU
29	SLU
30	SLU
31	SLU
32	SLU
33	SLU
34	SLE(f)
35	SLE(f)
36	SLE(f)
37	SLE(f)
38	SLE(f)
39	SLE(f)
40	SLE(f)
41	SLE(f)
42	SLE(f)
43	SLE(f)
44	SLE(f)
45	SLE(f)
46	SLE(r)
47	SLE(r)
48	SLE(r)
49	SLE(r)
50	SLE(r)
51	SLE(r)
52	SLE(r)
53	SLE(r)



Cmb	Tipo
54	SLE(r)
55	SLE(r)
56	SLE(r)
57	SLE(r)
58	SLE(r)
59	SLE(r)
60	SLE(r)
61	SLE(r)
62	SLE(r)
63	SLE(r)
64	SLE(r)
65	SLE(r)
66	SLE(r)
67	SLE(r)
68	SLE(r)
69	SLE(r)
70	SLE(p)
71	SLE(p)
72	SLE(p)
73	SLE(p)
74	SLE(p)
75	SLU
76	SLU
77	SLU
78	SLU
79	SLU

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.72	0.72	1.20	0.0			
2	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.72	0.72	1.20	0.0			
3	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	1.20	0.0			
4	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	1.20	0.0			
5	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	-0.72	-0.72	0.0	0.0			
6	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.01	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	-0.72	-0.72	0.0	0.0			
7	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	-0.72	0.0	1.01			
8	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.20	-1.20	0.0	0.0			
9	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.20	-1.20	0.0	0.0			
10	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.20	-1.20	0.0	1.01			
11	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.72	0.72	0.0	0.0			
12	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.72	0.72	0.0	0.0			
13	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.20	1.20	0.0	0.0			
14	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.20	1.20	0.0	0.0			
15	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	-0.72	1.20	0.0			
16	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.01	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	-0.72	1.20	0.0			
17	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	-0.72	1.20	1.01			
18	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	-1.20	1.20	0.0			
19	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	-1.20	1.20	0.0			



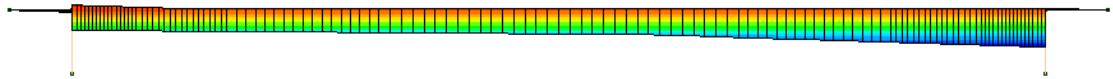
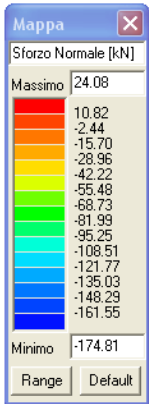
Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
20	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	-1.20	1.20	1.01			
21	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	-0.72	1.20	0.0			
22	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	-1.20	1.20	0.0			
23	1.00	1.00	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	0.72	1.20	0.0			
24	1.00	1.00	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	1.20	0.0			
25	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0
	1.01	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
26	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.01	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
27	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.72	-0.72	1.20	0.0			
28	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.72	-0.72	1.20	0.0			
29	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	0.72	1.20	0.0			
30	1.00	1.00	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01
	1.01	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	-0.72	-0.72	0.0	0.0			
31	1.00	1.00	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.01	1.01	1.35	0.0	0.0	0.0	-0.72	-0.72	0.0	0.0			
32	1.00	1.00	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	-0.72	-0.72	0.0	1.01			
33	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	0.72	1.20	1.01			
34	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60	1.00	0.0			
35	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60	1.00	0.0			
36	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	-0.60	0.0	0.0			
37	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	-0.60	0.0	0.0			
38	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	-0.60	0.0	0.75			
39	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	0.60	0.0	0.0			
40	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	0.60	0.0	0.0			
41	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.0			
42	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.0			
43	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.75			
44	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.0			
45	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60	1.00	0.0			
46	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60	1.00	0.0			
47	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60	1.00	0.0			
48	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0			
49	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0			
50	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.60	-0.60	0.0	0.0			
51	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.75	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.60	-0.60	0.0	0.0			
52	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.60	-0.60	0.0	0.75			
53	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75



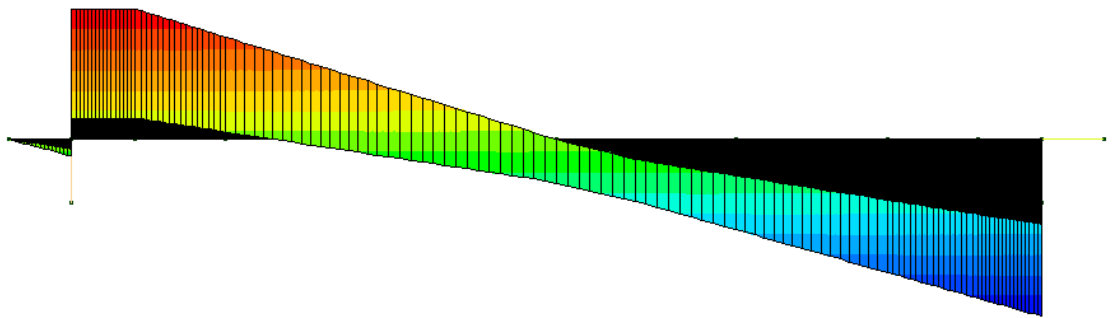
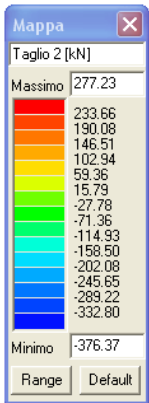
Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0			
54	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-1.00	0.0	0.0			
55	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-1.00	0.0	0.75			
56	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	0.60	1.00	0.0			
57	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	0.60	1.00	0.0			
58	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00	1.00	0.0			
59	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00	1.00	0.0			
60	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.0			
61	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.75	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.0			
62	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.75			
63	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-1.00	1.00	0.0			
64	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-1.00	1.00	0.0			
65	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-1.00	1.00	0.75			
66	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.0			
67	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-1.00	1.00	0.0			
68	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60	1.00	0.0			
69	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0			
70	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	0.50	1.00	0.0			
71	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.50	-0.50	0.0	0.0			
72	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	-0.50	0.0	0.0			
73	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	-0.50	1.00	0.0			
74	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	0.50	1.00	0.0			
75	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.50	0.50	1.00	0.0			
76	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	1.00	-0.50	-0.50	0.0	0.0			
77	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	-0.50	0.50	0.0	0.0			
78	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	1.00	0.50	-0.50	1.00	0.0			
79	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	1.00	0.50	0.50	1.00	0.0			

### 9.12.3. Inviluppo sollecitazioni

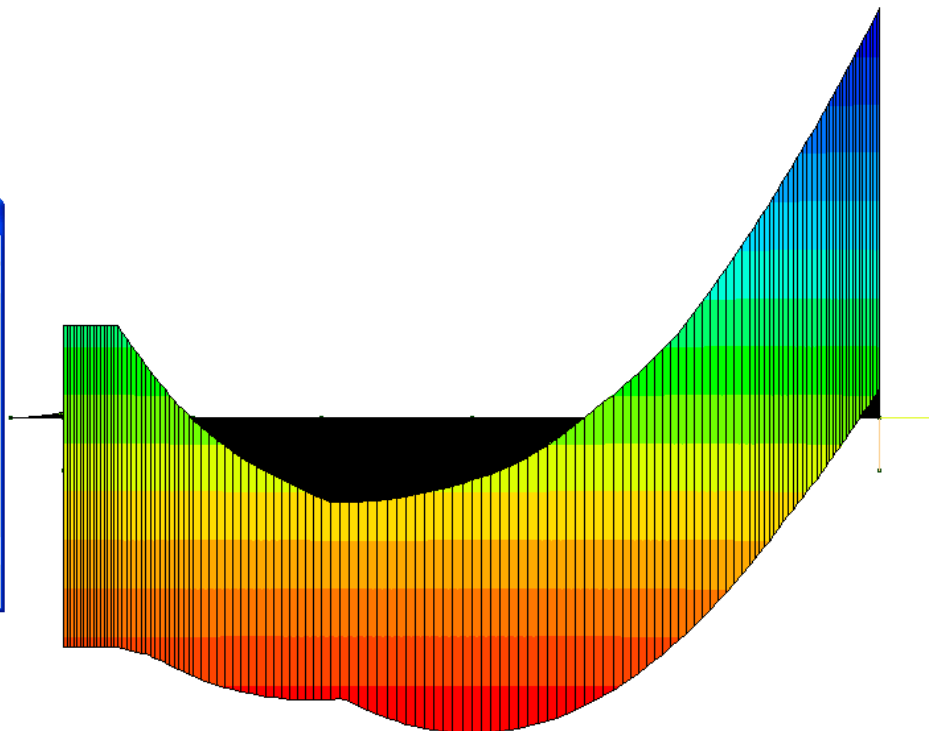
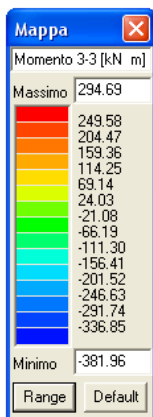
A seguire si riportano gli involuppi delle sollecitazioni sulle solette e sui piedritti.



**Figura 9.12.3-1 – Soletta superiore: involucro Sforzo normale N**



**Figura 9.12.3-2 – Soletta superiore: involucro Taglio V**



**Figura 9.12.3-3 – Soletta superiore: involucro momento flessione M**

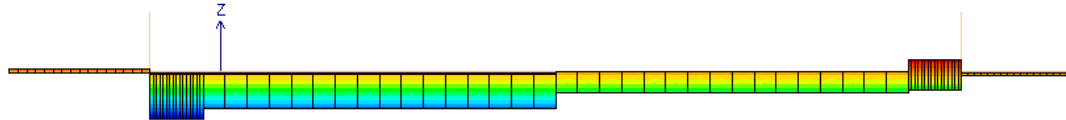
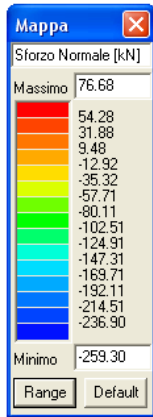


Figura 9.12.3-4 – Soletta inferiore: involucro Sforzo normale N

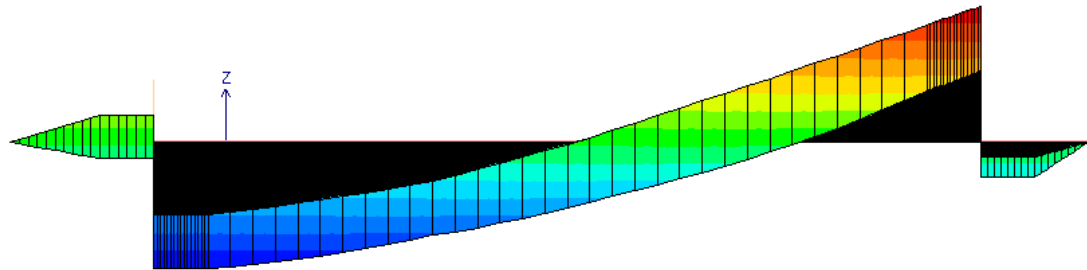
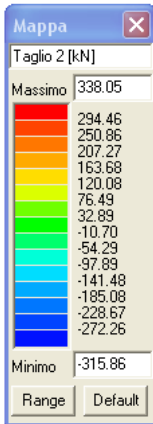


Figura 9.12.3-5 – Soletta inferiore: involucro Taglio V

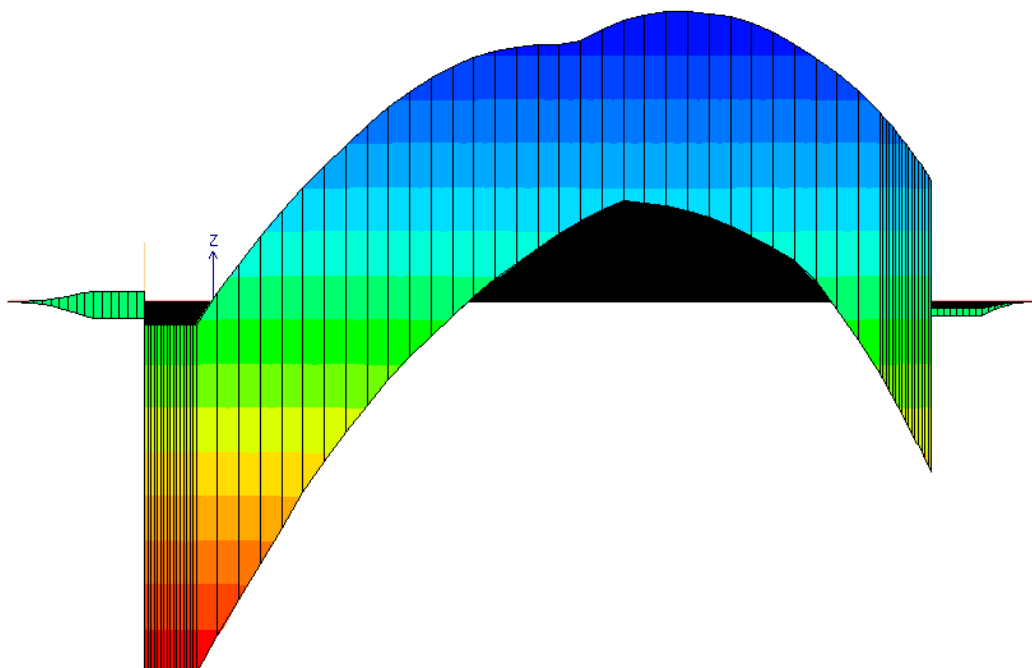
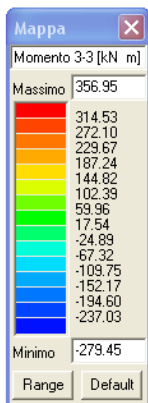


Figura 9.12.3-6 – Soletta inferiore: involucro momento flessione M



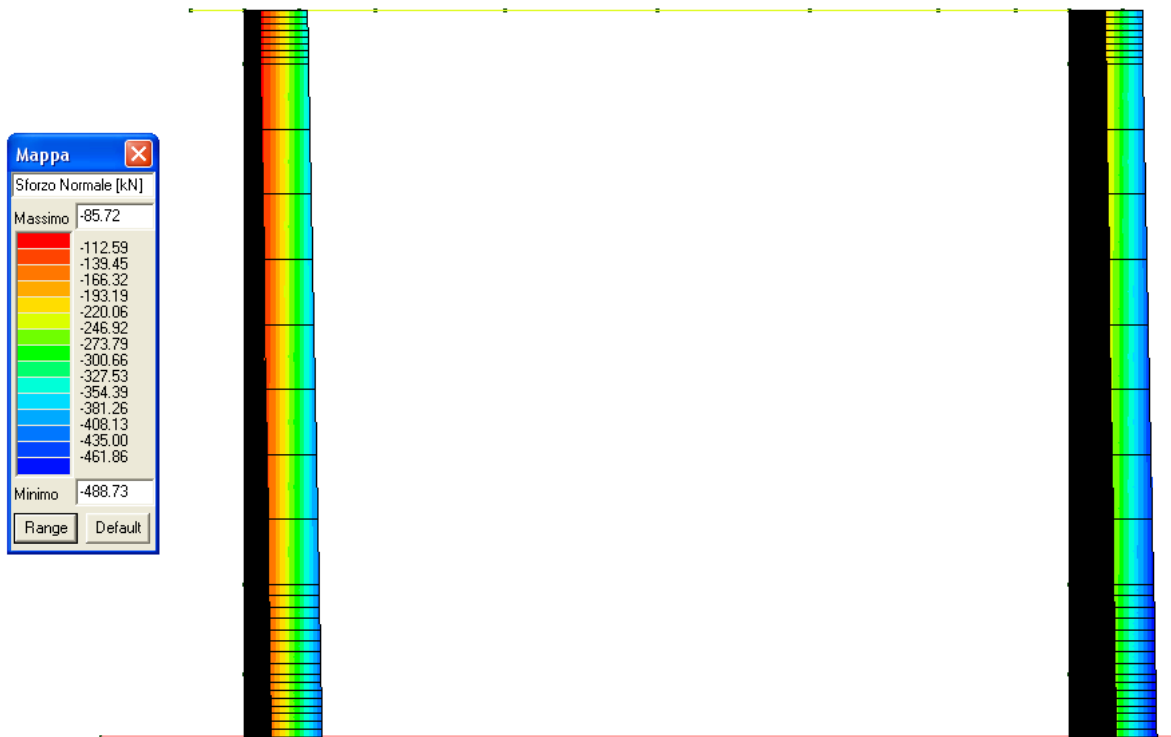


Figura 9.12.3-7 – Piedritti: involucro Sforzo Normale N

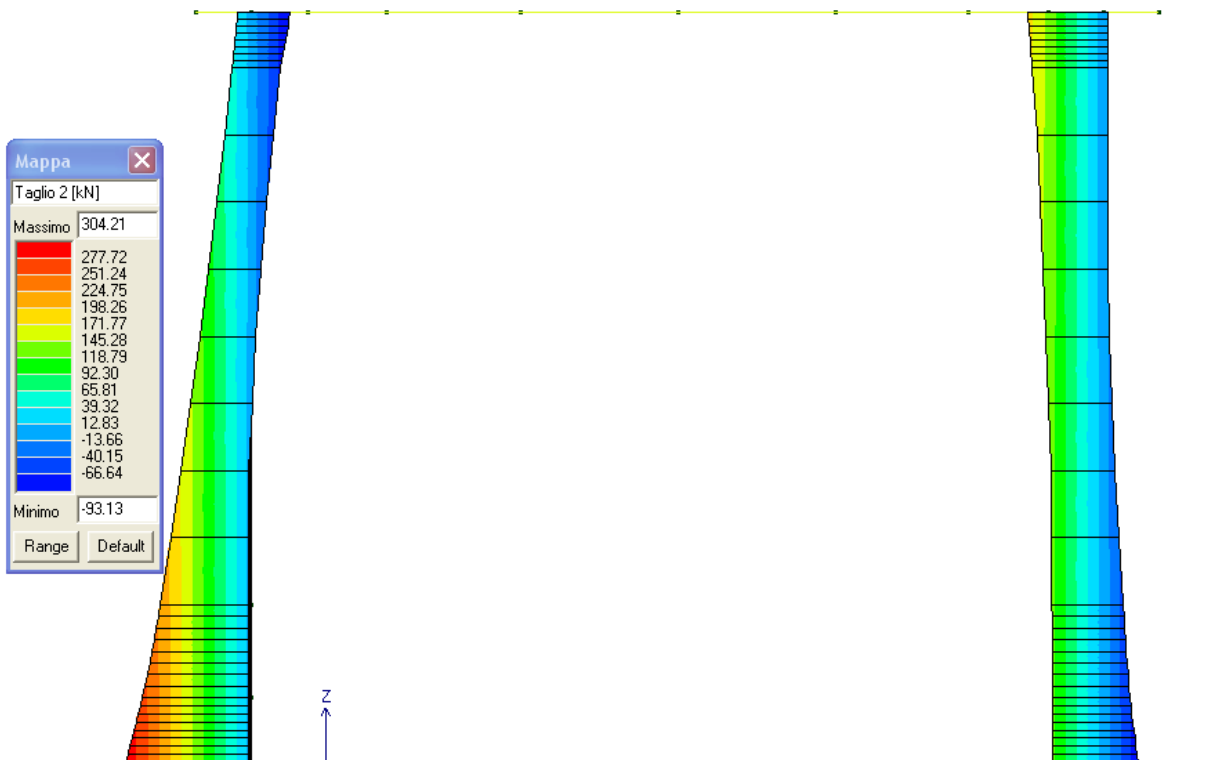


Figura 9.12.3-8 – Piedritti: involucro Taglio T 2-2

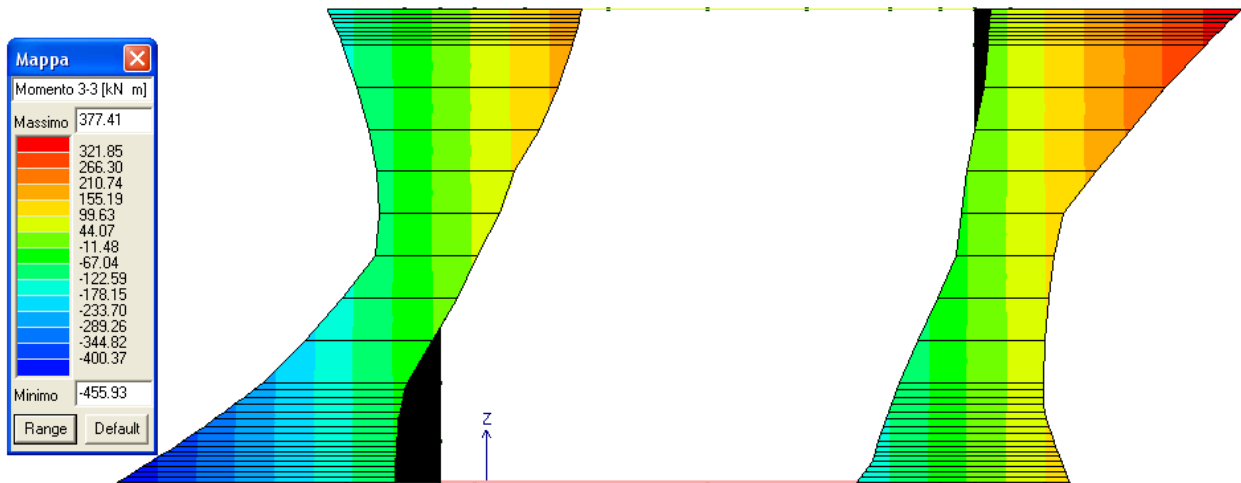


Figura 9.12.3-9 – Pilastri: involucro Momento flettente M 2-2

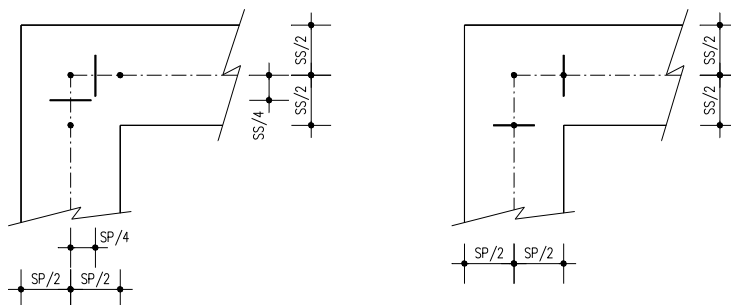
#### 9.12.4. Verifica SLU/SLE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$ , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ ; se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

- 1) combinazione di carico Frequente:  $w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$
- 2) combinazione di carico quasi permanente:  $w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$

Verifica delle tensioni di esercizio: si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

### SOLETTA SUPERIORE

<b>DEFINIZIONE DEI MATERIALI</b>			
<b>Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	40	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	32	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	40	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	3.0	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	2.1	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.9	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	33346	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\epsilon_{c1}$	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\epsilon_{cu}$	0.0035	[-]
<b>Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo</b>	<b><math>f_{cd}</math></b>	<b>18.13</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo</b>	<b><math>f_{ctd}</math></b>	<b>1.41</b>	<b>[MPa]</b>

Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	<b>19.2</b>	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	<b>14.4</b>	[MPa]

<b>Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	<b>450</b>	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	<b>1.15</b>	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	<b>200000</b>	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{yd}$	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{su}$	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	<b>391.3</b>	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	<b>360</b>	[MPa]

<b>DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA</b>			
<b>SEZIONE TRASVERSALE</b>			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	<b>600</b>	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	<b>1000</b>	[mm]
Copriferro	$d'$	<b>40</b>	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	<b>560</b>	[mm]
<b>ARMATURA TESA</b>			
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	<b>22</b>	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n_1$	<b>5</b>	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$	<b>0</b>	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n_2$	<b>0</b>	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	<b>1901</b>	[mm <sup>2</sup> ]
<b>ARMATURA COMPRESSA</b>			
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	<b>22</b>	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n'_1$	<b>5</b>	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$	<b>0</b>	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n'_2$	<b>0</b>	[-]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	<b>1901</b>	[mm <sup>2</sup> ]

<b>Armatura simmetrica</b>			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	$\xi$		[-]
Posizione dell'asse neutro	$x$		[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$		[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$		[-]
Coefficiente di riempimento	$\beta$		[-]
Coefficiente di baricentro	$\kappa$		[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	$\alpha'_s$		[-]

Tensione nell'armatura compressa	$\sigma'_s$	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	$\varepsilon'_s$	[-]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b><math>M_{Rd}</math></b>	<b>386.74 [kNm]</b>
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b><math>M_{Ed}</math></b>	<b>334.4 [kNm]</b>

**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE**

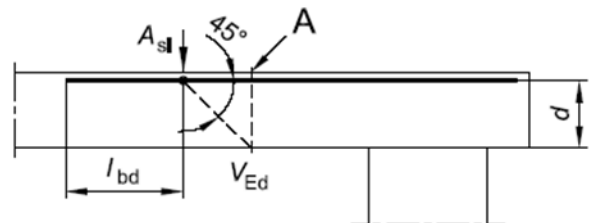
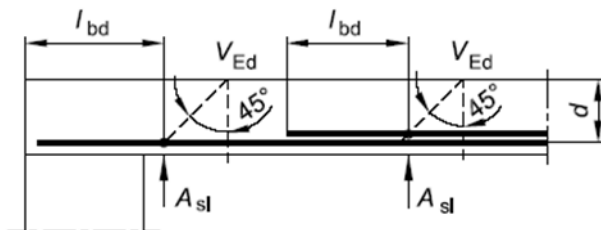
**§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	338.25 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.60 [-]
		1.60 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0.003394 [-]
		0.003394 [-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	237.76 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	223.89 [kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>237.76 [kN]</b>

E' necessario predisporre armatura a taglio

**§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	16 [mm]
Numero di braccia	$n_b$	2 [-]
Passo delle staffe	s	200 [mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	45 [°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90 [°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	402 [mm <sup>2</sup> ]

Braccio della coppia interna	$z$	504 [mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	1.00 [-]
		1.00 [-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0.00 [-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	1.00 [-]
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>396.53 [kN]</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	9.07 [MPa]
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>2284.80 [kN]</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	2780.44 [mm]
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>396.53 [kN]</b>
<b>§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE</b>		
<b>Resistenza massima a taglio della trave</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>2538.67 [kN]</b>

Si dispongono staffe  $\Phi 16/20$  a due braccia per una distanza di 80cm da filo piedritto.

#### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

##### Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	247,5 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	600 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000 [mm]
Copriferro	$d'$	40 [mm]
Altezza utile della sezione	$d$	560 [mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1901 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1901 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	136,53 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a $x$	$J$	6226583831 [mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19,2 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>5,43 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>252,48 [MPa]</b>

#### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

##### Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	160,5 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	600 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000 [-]
Copriferro	$d'$	40 [-]
Altezza utile della sezione	$d'$	560 [-]

Area dell'armatura tesa	As	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A's	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	136,53	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	6226583831	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,4	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>3,52</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>163,71</b>	<b>[MPa]</b>

#### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

##### Controllo tensionale per la Combinazione Frequente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M <sub>Ed</sub>	206,9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	40	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	560	[kNm]
Area dell'armatura tesa	As	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A's	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	136,53	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	6226583831	[mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>4,54</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>211,06</b>	<b>[MPa]</b>

#### CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	560	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A's	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	30	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>rif,max</sub>	205	[mm]

##### Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>160,48</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	136,53	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	163,71	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>t</sub>	0,4	[-]

Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01901 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000464 [-] 0,000491 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	22,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	298,77 [mm] 298,77 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,1467 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,3 [mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b><math>M_{Ed,freq.}</math></b>	<b>206,89 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	$x$	136,53 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	211,06 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01901 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000701 [-] 0,000701 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	22,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	298,77 [mm] 298,77 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,2094 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,4 [mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica</b>	<b><math>M_{Ed,caratt.}</math></b>	<b>247,5 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	$x$	136,53 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	252,48 [MPa]



Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01901 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000908 [-] 0,000908 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	22,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	298,77 [mm] 298,77 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,2713 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,3 [mm]</b>

Le verifiche allo SLU e allo SLE risultano tutte verificate.

### SOLETTA INFERIORE

#### DEFINIZIONE DEI MATERIALI

#### Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	30 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	25 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	33 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.6 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1.8 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.3 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	31476 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\varepsilon_{c1}$	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\varepsilon_{cu}$	0.0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	<b><math>f_{cd}</math></b>	<b>14.17 [MPa]</b>
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	<b><math>f_{ctd}</math></b>	<b>1.20 [MPa]</b>
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	<b><math>\sigma_{c,caratt.}</math></b>	<b>15 [MPa]</b>
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	<b><math>\sigma_{c,q.p.}</math></b>	<b>11.25 [MPa]</b>

**Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005**

Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{yd}$	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{su}$	0.01	[-]
<b>Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio</b>	<b><math>f_{yd}</math></b>	<b>391.3</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>360</b>	<b>[MPa]</b>

**DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA**

**SEZIONE TRASVERSALE**

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	700	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[mm]
Copriferro	$d'$	40	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	660	[mm]

**ARMATURA TESA**

Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n_1$	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n_2$	0	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]

**ARMATURA COMPRESSA**

Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n'_1$	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n'_2$	0	[-]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]

**Armatura simmetrica**

Posizione adimensionale dell'asse neutro	$\xi$		[-]
Posizione dell'asse neutro	$x$		[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$		[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$		[-]
Coefficiente di riempimento	$\beta$		[-]
Coefficiente di baricentro	$\kappa$		[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	$\alpha'_s$		[-]
Tensione nell'armatura compressa	$\sigma'_s$		[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	$\epsilon'_s$		[-]

<b>Momento resistente della sezione</b>	$M_{Rd}$	<b>381.09</b> [kNm]
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	$M_{Ed}$	<b>357.0</b> [kNm]

**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE**

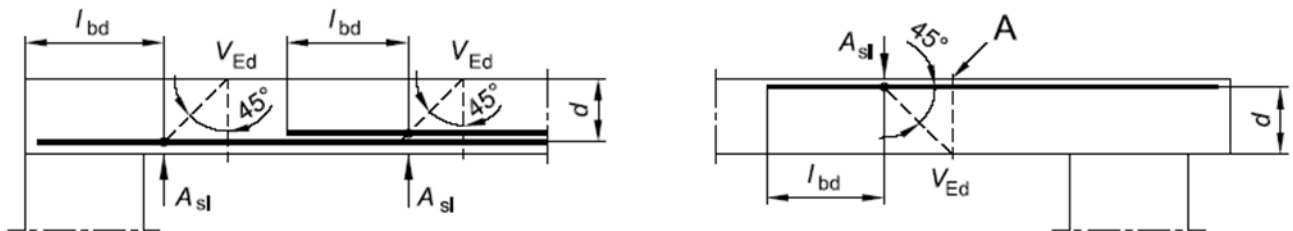
**§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	<b>315.86</b> [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		<b>si</b> [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.55 [-]
		1.55 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0.00238 [-]
		0.00238 [-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	222.52 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	222.99 [kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>222.99</b> [kN]

E' necessario predisporre armatura a taglio

**§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	<b>16</b> [mm]
Numero di braccia	$n_b$	<b>2</b> [-]
Passo delle staffe	s	<b>200</b> [mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	<b>45</b> [°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	<b>90</b> [°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	402 [mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	594 [mm]
Cotangente di $\theta$	cot $\theta$	1.00 [-]
		1.00 [-]

Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	1.00	[-]
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>467.34</b>	<b>[kN]</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	7.08	[MPa]
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>2103.75</b>	<b>[kN]</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	2172.22	[mm]
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>467.34</b>	<b>[kN]</b>
<b>§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE</b>			
<b>Resistenza massima a taglio della trave</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>2337.50</b>	<b>[kN]</b>

#### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

##### Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	287,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	700	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[mm]
Copriferro	$d'$	40	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	660	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	140,51	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a $x$	$J$	7521387521	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>5,36</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>297,34</b>	<b>[MPa]</b>

#### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

##### Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	176,5	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	700	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[-]
Copriferro	$d'$	40	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	660	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	140,51	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a $x$	$J$	7521387521	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11,25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]

<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>3,30</b> [MPa]
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>182,86</b> [MPa]

#### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

##### Controllo tensionale per la Combinazione Frequente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	212,3 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	700 [MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	40 [kNm]
Altezza utile della sezione	d'	660 [kNm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1571 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1571 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	140,51 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	7521387521 [mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>3,97</b> [MPa]
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>219,95</b> [MPa]

#### CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	700 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	40 [mm]
Altezza utile della sezione	d	660 [mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1571 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1571 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	30 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	200 [mm]

##### Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	$M_{Ed,q.p.}$	<b>176,5</b> [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	140,51 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	182,86 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_f$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01571 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000555 [-]

		0,000555 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	318,45 [mm]
		318,45 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,1768 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,3 [mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b><math>M_{Ed,freq.}</math></b>	<b>212,3 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	$x$	140,51 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	219,95 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01571 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000741 [-]
		0,000741 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	318,45 [mm]
		318,45 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,2358 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,4 [mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica</b>	<b><math>M_{Ed,caratt.}</math></b>	<b>287 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	$x$	140,51 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	297,34 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01571 [-]

Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,001128 [-] 0,001128 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	318,45 [mm] 318,45 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,3591 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,4 [mm]</b>

Le verifiche allo SLU e allo SLE risultano tutte verificate.

### PIEDRITTI

#### DEFINIZIONE DEI MATERIALI

#### **Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005**

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	35 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	28 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1,5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0,85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	36 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2,8 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1,9 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3,6 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	32308 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\varepsilon_{ci}$	0,0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\varepsilon_{cu}$	0,0035 [-]
<b>Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo</b>	<b><math>f_{cd}</math></b>	<b>15,87 [MPa]</b>
<b>Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo</b>	<b><math>f_{ctd}</math></b>	<b>1,29 [MPa]</b>
<b>Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica</b>	<b><math>\sigma_{c,caratt.}</math></b>	<b>16,8 [MPa]</b>
<b>Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente</b>	<b><math>\sigma_{c,q.p.}</math></b>	<b>12,6 [MPa]</b>

#### **Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005**

Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1,15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	200000 [MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\varepsilon_{yd}$	0,001957 [-]

Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{su}$	0.01 [-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	<b>391.3</b> [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	<b>360</b> [MPa]

### DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA

#### SEZIONE TRASVERSALE

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	40 [mm]
Altezza utile della sezione	d	560 [mm]

#### ARMATURA TESA

Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	22 [mm]
Numero dei ferri correnti	n <sub>1</sub>	5 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$	0 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n <sub>2</sub>	0 [-]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	1901 [mm <sup>2</sup> ]

#### ARMATURA COMPRESSA

Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	22 [mm]
Numero dei ferri correnti	n' <sub>1</sub>	5 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$	0 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n' <sub>2</sub>	0 [-]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	1901 [mm <sup>2</sup> ]

#### Armatura simmetrica

Posizione adimensionale dell'asse neutro	$\xi$	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	[-]
Coefficiente di riempimento	$\beta$	[-]
Coefficiente di baricentro	$\kappa$	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	$\alpha'_s$	[-]
Tensione nell'armatura compressa	$\sigma'_s$	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	$\epsilon'_s$	[-]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b>M<sub>Rd</sub></b>	<b>386.74</b> [kNm]
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>326.9</b> [kNm]

### DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE



**§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	264.03	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.60	[-]
		1.60	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0.003394	[-]
		0.003394	[-]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	227.40	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	209.43	[kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>227.40</b>	<b>[kN]</b>

E' necessario predisporre armatura a taglio alla base dei piedritti.

**§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	16	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	402	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	504	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	1.00	[-]
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>396.53</b>	<b>[kN]</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	7.93	[MPa]
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>1999.20</b>	<b>[kN]</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	2432.89	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>396.53</b>	<b>[kN]</b>

**§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE**

<b>Resistenza massima a taglio della trave</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>2221.33</b>	<b>[kN]</b>
--	----------------------------	----------------	-------------

**DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS**

**Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	288,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]

Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	560	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A's	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	136,53	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	6226583831	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16,8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>6,32</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>294,13</b>	<b>[MPa]</b>

#### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

##### Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M <sub>Ed</sub>	158,1	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	40	[-]
Altezza utile della sezione	d'	560	[-]
Area dell'armatura tesa	As	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A's	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	136,53	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	6226583831	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12,6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>3,47</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>161,24</b>	<b>[MPa]</b>

#### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

##### Controllo tensionale per la Combinazione Frequente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M <sub>Ed</sub>	153,9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	40	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	560	[kNm]
Area dell'armatura tesa	As	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A's	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	136,53	[mm]

Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	6226583831	[mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>3,38</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>157,02</b>	<b>[MPa]</b>

### CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	560	[mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	30	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>rif,max</sub>	205	[mm]

### Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>158,06</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	136,53	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	161,24	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>t</sub>	0,4	[-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	100	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	100000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01901	[-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	$\alpha_e$	6,19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000481	[-]
		0,000484	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	22,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5	[-]
	k <sub>3</sub>	3,4	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	298,77	[mm]
		298,77	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,1445</b>	<b>[mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,3</b>	<b>[mm]</b>

### Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>153,92</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	136,53	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	157,02	[MPa]

Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01901 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000460 [-] 0,000471 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	22,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	298,77 [mm] 298,77 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,1407 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,3 [mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica</b>	<b><math>M_{Ed,caratt.}</math></b>	<b>288,32 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	$x$	136,53 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	294,13 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01901 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,001145 [-] 0,001145 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	22,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	298,77 [mm] 298,77 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,3422 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,4 [mm]</b>

### **9.12.5. Armatura di ripartizione dello scatolare**

L'armatura di ripartizione nelle solette e nelle pareti dello scatolare viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale (direzione x) (EC2 § 9.3).

L'armatura di ripartizione viene disposta non uniformemente, ma leggermente maggiorata nei punti in cui è maggiore anche l'armatura principale, punti in cui, peraltro, risultano maggiori le sollecitazioni trasversali alla luce di calcolo dello scatolare. Ad esempio, l'armatura di ripartizione viene posta in quantità maggiore all'intradosso della sezione di mezzera della soletta superiore che è il punto dove si hanno i maggiori momenti secondari dovuti ai carichi mobili stradali ed alla sovrastruttura stradale (gli unici carichi non uniformemente distribuiti sulla larghezza dello scatolare e quindi gli unici carichi che danno azioni flessionali trasversali). Essendo tali carichi ubicati al centro dello scatolare, essi generano azioni flessionali che tendono le fibre poste all'intradosso, dove viene appunto incrementata l'armatura di ripartizione.

Semplici valutazioni consentono di provare che l'armatura di ripartizione pari al 20% della principale è sicuramente sufficiente per assorbire le azioni flessionali trasversali secondarie, ovvero nella direzione ortogonale a quella di massima inflessione della soletta.

Come già osservato la massima azione flessionale secondaria si ha nella soletta superiore, perché solo qui sono applicate azioni non uniformemente distribuite su un intero elemento strutturale; tali azioni localizzate sono i carichi mobili stradali ed il peso della sovrastruttura.

Si disporranno quindi, a favore di sicurezza, le seguenti armature trasversali:

- $\Phi 12/20$  nelle solette  $(A_f = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m} \approx 30\% \text{ e } 35\% A_{f,\text{long}})$ ;
- $\Phi 12/20$  nei piedritti  $(A_f = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m} \approx 30\% A_{f,\text{long}})$ .

### **9.12.6. Verifica geotecnica di galleggiamento**

La verifica viene eseguita in condizione di esercizio (ovviamente in assenza di sovraccarichi accidentali), considerando il battente alla sua altezza massima.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{\text{inst,d}}$ , combinazione di azioni permanenti ( $G_{\text{inst,d}}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{\text{stb,d}}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):

$$V_{\text{inst,d}} \leq G_{\text{stb,d}} + R_d \quad \text{dove } V_{\text{inst,d}} = G_{\text{inst,d}}$$

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento alla seguente combinazione:

1. combinazione 2  $\rightarrow$  (A2+M2)  $\rightarrow$  GEO (galleggiamento)

*Tabella 6.2.III - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO	(A2)
		$\gamma F$	STR

Permanente	favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9
	sfavorevole		1.1
Permanente non strutturali	favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0
	sfavorevole		1.1

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	$M_2$
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1.25
Resistenza non drenata	$c'_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1

Dato il livello di falda di progetto, la spinta di galleggiamento risulta:

<b>Verifica Galleggiamento in esercizio</b>		
<b>SPINTA DI GALLEGGIAMENTO</b>		
Altezza falda progetto da intrad. fondaz. (m)	Hfp	1.20
Larghezza fondazione (m)	B	5.40
Volume immerso (m <sup>3</sup> )	$V_i = H_{fp} \cdot B$	6.48
Peso specifico acqua (kN/m <sup>3</sup> )	Gw	10.00
Spinta di gallegg. TOT (kN)	$V_i \cdot G_w$	64.8
G-inst,d (kN)		71.28
<b>PESI STABILIZZANTI</b>		
Pesi propri strutturali (kN)		285
Pesi permanenti portati (kN)		95
Pesi stabilizzanti TOT (kN)		380
G-stb,d		342
Coeff sicurezza		4.80

La verifica pertanto è soddisfatta.

### 9.12.7. Verifica SLU delle pressioni sul terreno

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno (GEO).

Le verifiche devono essere effettuate nei confronti del seguente stato limite ultimo:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO),*

accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite.

La verifica di tale condizione è effettuata con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2.

Il valore di progetto dell'azione  $E_d$  è calcolato dal programma di calcolo tenendo conto dei coefficienti parziali in riferimento allo stato limite suddetto. Nello specifico le azioni massime risultano essere:

Approccio 1 – combinazione 2

- $V_{max} = 810$  kN  $H = 67.40$  kN,  $M = 182.72$  kNm
- $M_{max} = 254$  kNm,  $H_{max} = 102.4$  kN  $V = 702.6$  kN

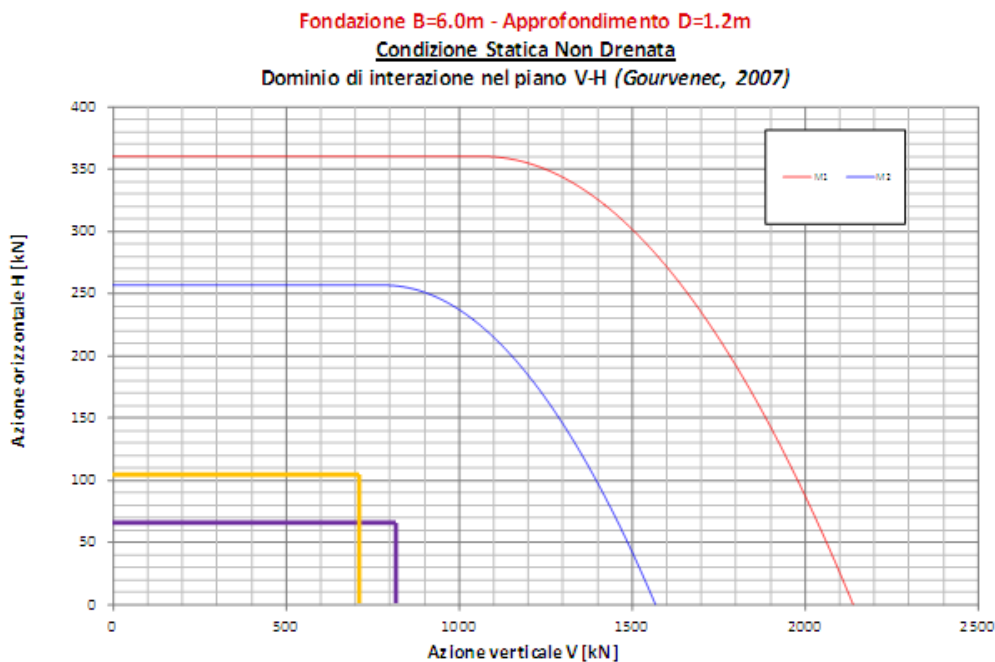
Sismica

- $M_{max} = 441$  kNm,  $H_{max} = 131.5$  kN,  $V_{max} = 679.50$  kN.

Per la verifica della portanza del terreno, si fa riferimento alle portanze di cui alla *RELAZIONE GEOTECNICA* relativa a *VST27 – SOTTOPASSO PISTA CICLABILE MADONNA DELLA NEVA (PROGRESSIVA 29+450)*.

A seguire si riporta il confronto con i domini di resistenza.

**Condizione statica non drenata**



**Figura 9.12.7–1 – Verifica geotecnica di portanza – comb.statica, condizioni non drenate: confronto azioni sollecitanti-resistenti**

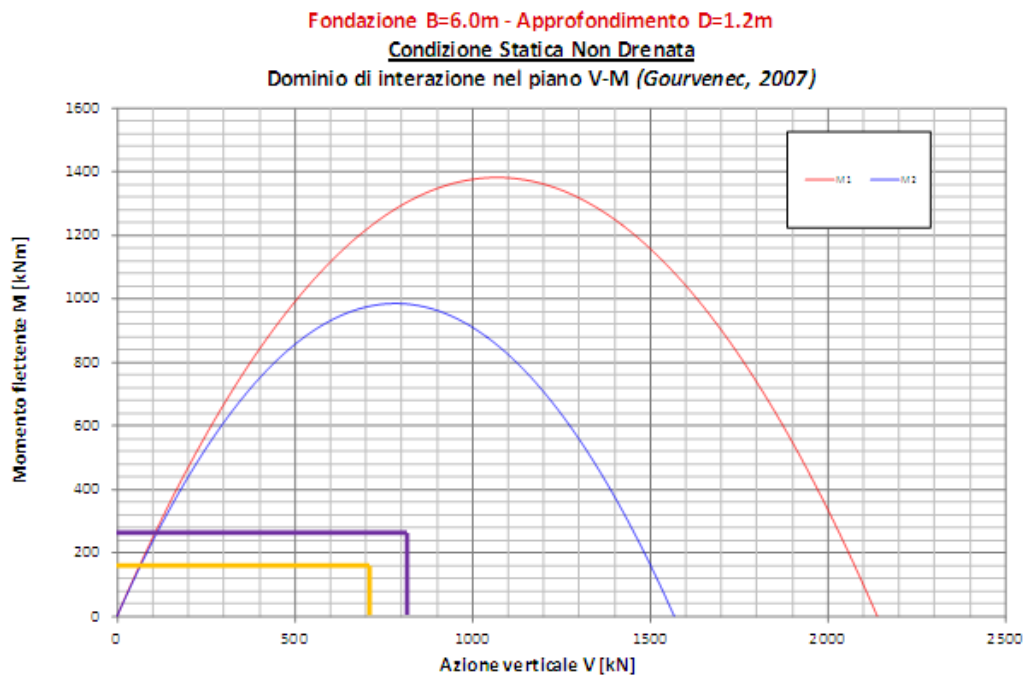


Figura 9.12.7-2 – Verifica geotecnica di portanza – comb.statica, condizioni non drenate: confronto azioni sollecitanti-resistenti

**Condizione sismica non drenata**

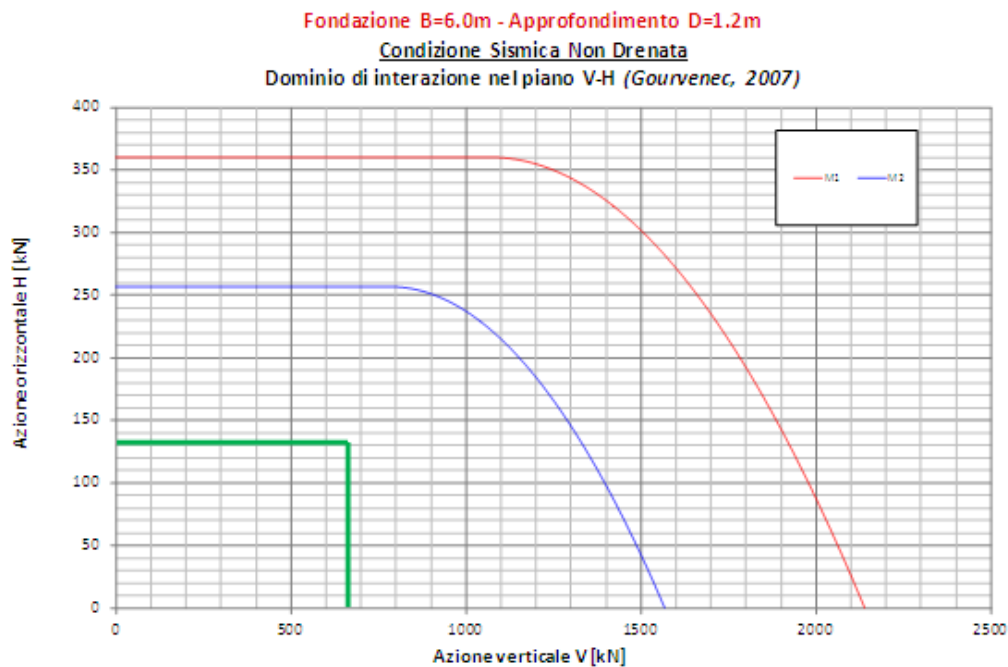
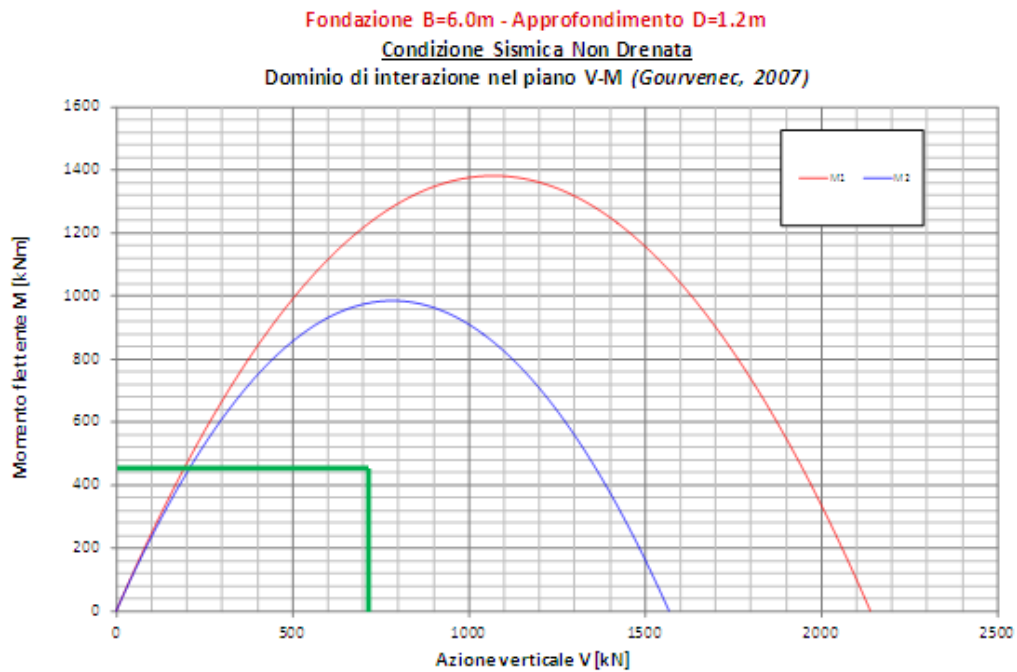


Figura 9.12.7-3 – Verifica geotecnica di portanza – comb.sismica, condizioni non drenate: confronto azioni sollecitanti-resistenti





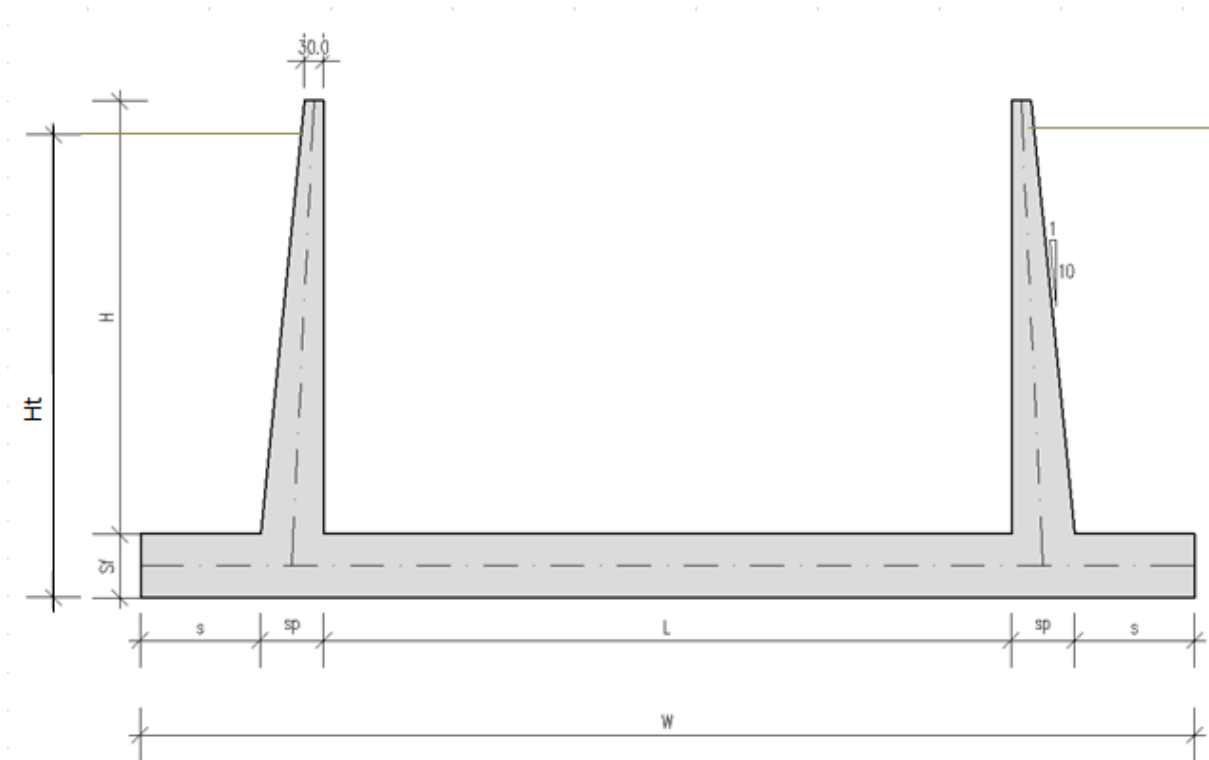
**Figura 9.12.7-4 – Verifica geotecnica di portanza – comb.sismica, condizioni non drenate: confronto azioni sollecitanti-resistenti**

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 10. MURI AD "U"

### 10.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La geometria della struttura è riportata nella figura seguente:



**Figura 10.1-1 – Sezione tipo Muro ad U**

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni è stata considerata la sezione più sfavorevole ovvero quella in cui il fronte di terreno è più alto e di conseguenza lo è anche il paramento verticale del muro:

$$s = 25 \text{ cm}$$

$$s_p = 60 \text{ cm}$$

$$s_f = 60 \text{ cm}$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$H = 528 \text{ cm}$$

$$H_t = 588 \text{ cm}$$

## 10.2. MODELLAZIONE

---

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti. Si è assunto lo schema statico di un telaio ad "U". La mesh è composta da 16 beam elements e da 17 nodi (figure 2a e 2b).

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

La caratteristica elastica della generica molla viene calcolata nel modo seguente:

-  $W_s = K_s / (b_t \times b_l) =$  caratteristica elastica della generica molla

dove:

-  $K_s =$  costante di sottofondo  $[F/L^3]$

-  $b_t =$  interasse trasversale di competenza della generica molla

-  $b_l =$  interasse longitudinale di competenza della generica molla ( $= 1.00$  m)

La costante di sottofondo del terreno di fondazione, è pari a:  $K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

-una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_f$  cm per la soletta di fondazione

-una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_p$  cm per i piedritti, dove  $S_p$  è stato assunto variabile per ogni tronchetto di asta in modo da simulare la sezione variabile.

Per le aste del reticolo si è assunto un modulo elastico del calcestruzzo pari a 31448 per la piastra di base (C25/30) e un modulo elastico del calcestruzzo pari a 32588 N/mm per le pareti verticali (C28/35).

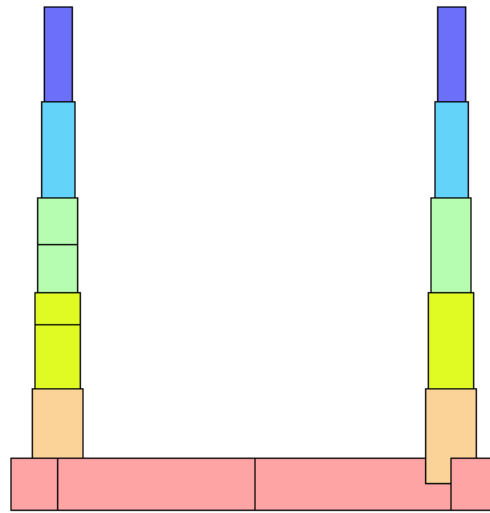


Figura 10.2-1 – Modellazione muro ad “U”

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle figure 2A, 3B.

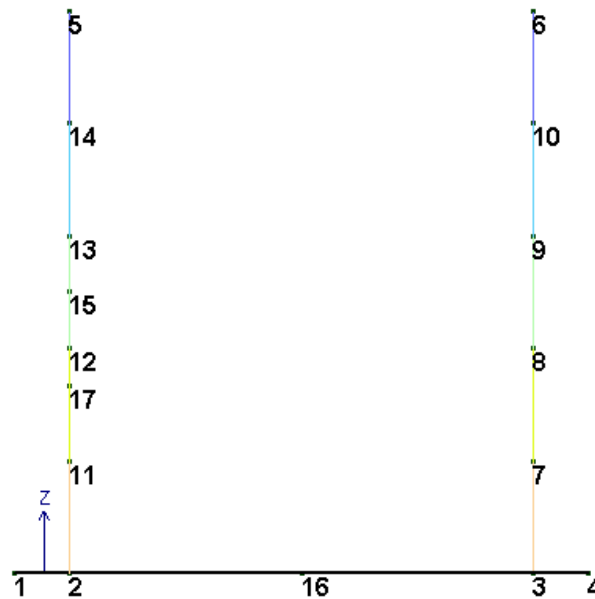


Figura 10.2-2 – Modellazione muro ad “U”: numerazione nodi

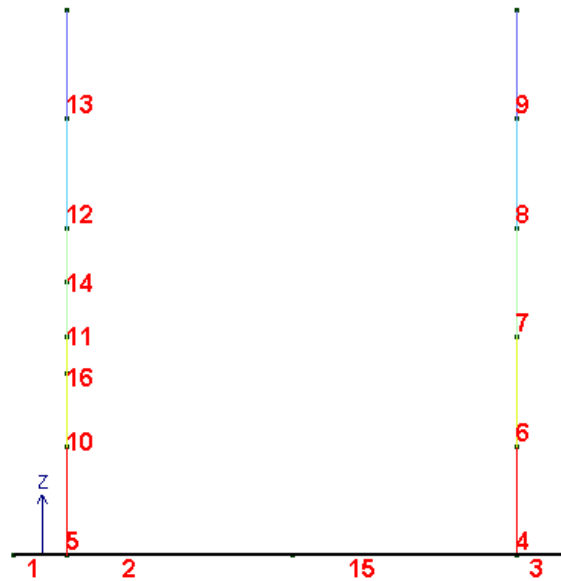


Figura 10.2-3 – Modellazione muro ad “U”: numerazione elementi D2

### 10.3. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione n°11 Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC11), di seguito determinate.

Le azioni che sollecitano i paramenti verticali sono: la spinta del terreno, la spinta dell'acqua e la spinta del sovraccarico variabile.

Tali condizioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

CDC	Tipo	Sigla Id	Descrizione
1	Gk1	Pesi Propri	Peso proprio della struttura
2	Gk2	Permanenti portati	Peso permanente portato
3	Gk2	Spinta a riposo_M1	Spinta terre a riposo M1
4	Gk2	Spinta a riposo_M2	Spinta terre a riposo M2
5	Qk	Ssovracc_M1	Spinta da sovraccarico su rilevato a riposo M1 (20kN/m <sup>2</sup> )

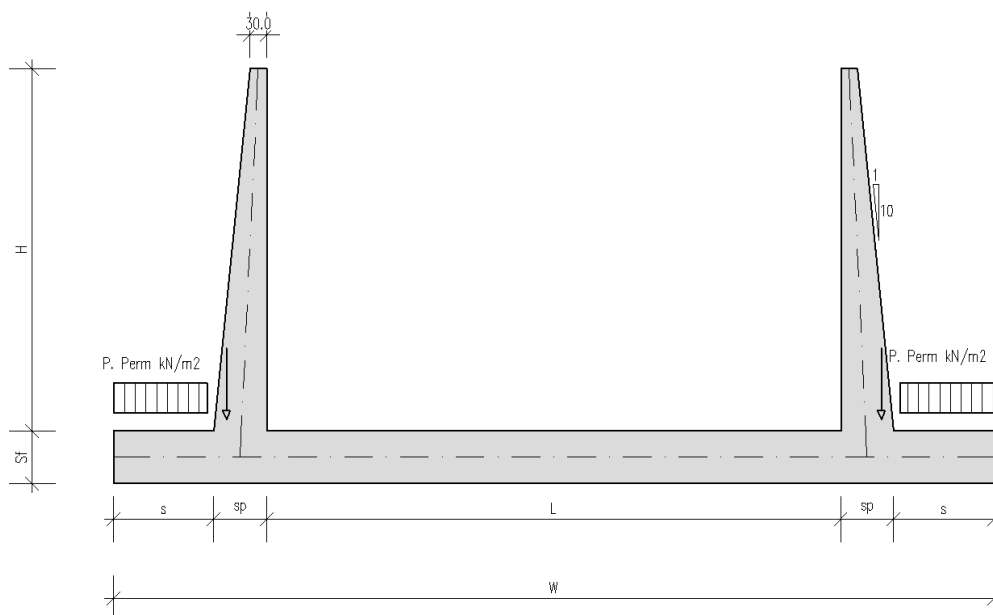
CDC	Tipo	Sigla Id	Descrizione
6	Qk	Ssovracc_M2	Spinta da sovraccarico su rilevato a riposo M2 (20kN/m <sup>2</sup> )
7	Qk	S.Sism.basso_M1	Spinta sismica verso il basso K (θ) con M1
8	Qk	S.Sism.basso_M2	Spinta sismica verso il basso K (θ) con M2
9	Qk	Inerz.Orizz.basso	Inerzia orizzontale
10	Qk	Inerz. Verticale	Inerzia verticale
11	Qk	Acc.Soletta	Carico variabile soletta di fondazione

I carichi caratteristici sopra elencati, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

### 10.3.1. Peso proprio e carichi permanenti portati dalla soletta inferiore

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m<sup>3</sup>
- sovrastruttura 22 kN/m<sup>3</sup>
- terreno sullo sbalzo di fondazione 19.5 kN/m<sup>3</sup>



(Condizione Elementare 1-2)

### 10.3.2. Spinta delle terre

Il reinterro a ridosso del muro verrà realizzato mediante materiale in sito proveniente dagli scavi.

Secondo quanto riportato nella relazione Geotecnica di cui al rif. [1], si assumono, per la tratta di interesse, i seguenti parametri :

$$\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 0.00 \text{ Kpa};$$

$$\phi_k = 28$$

$$\phi'_{dM1} = 28^\circ$$

$$\phi'_{dM2} = \text{artg}(\text{tg}28^\circ/1.25) = 23.043^\circ$$

da cui risulta:

	<i>Coeff. M1 - <math>\gamma_{m,\phi}=1</math></i>	<i>Coeff. M2 - <math>\gamma_{m,\phi}=1.25</math></i>
<i>Spinta a riposo <math>\lambda_0</math></i>	0.531	0.608
<i>Spinta attiva <math>\lambda_a</math></i>	0.361	0.437

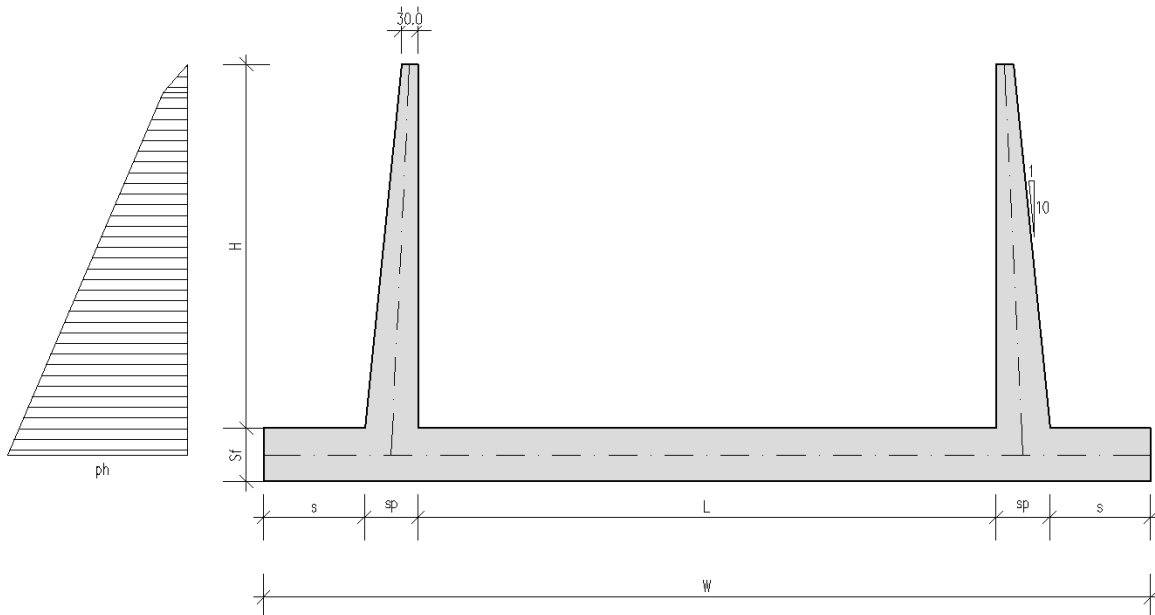
Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con

$$p_h = \lambda_0 \gamma_t Z$$

e con il consueto diagramma triangolare delle pressioni orizzontali in condizioni statiche, mentre

$$p_h = \lambda_a \gamma_t Z$$

in condizioni sismiche.



(Condizione Elementare 3-4)

### 10.3.3. Spinta dell'acqua

La falda non interessa i piedritti dei muri quindi la pressione orizzontale alla generica profondità  $z$  da piano campagna è nulla.

### 10.3.4. Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

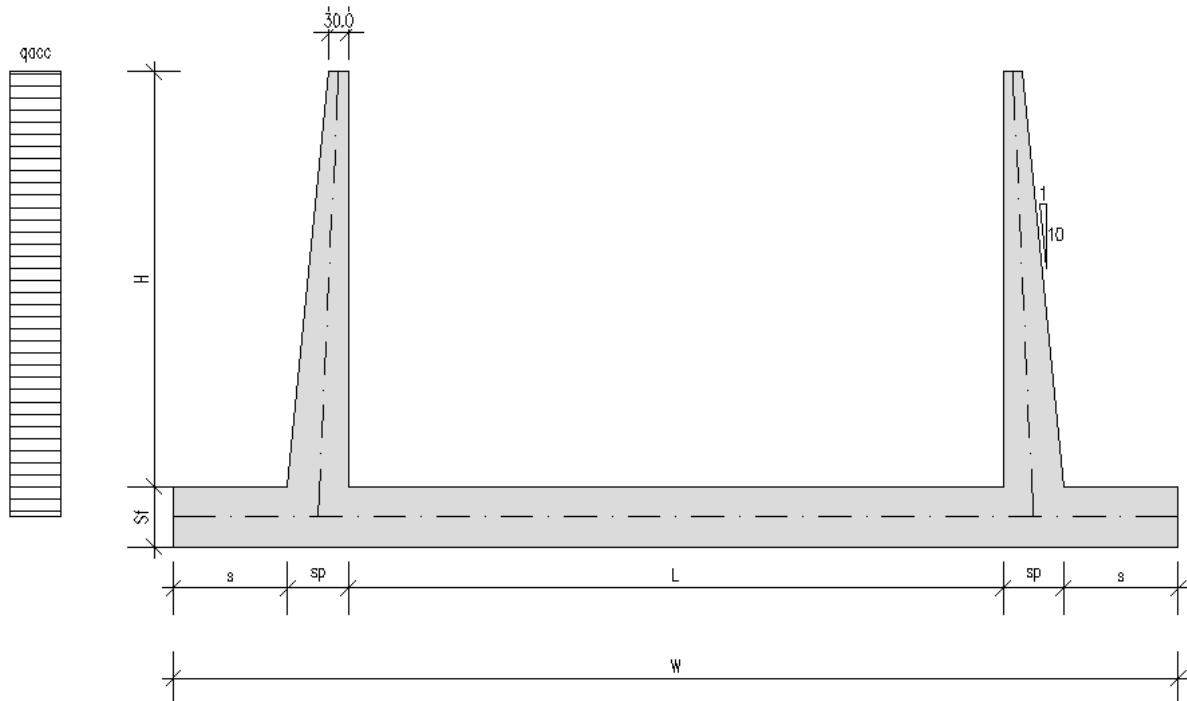
L'unica azione che agisce sullo sbalzo è il peso del terreno soprastante lo sbalzo stesso e, l'eventuale accidentale presente sul terrapieno.

Il sovraccarico accidentale che verrà considerato sul terreno ai fini del calcolo delle spinte si assume pari a  $20 \text{ kN/m}^2$ .

L'azione sui piedritti sarà pari a:  $q_{acc} = k_0 \times q_{acc}$

In questo caso, il sovraccarico accidentale in condizioni sismiche è assunto nullo.





(Condizione Elementare 5-6).

### 10.3.5. Azioni sismiche

#### 10.3.5.1 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento al paragrafo §7.11.6.2 delle NTC2008 "Analisi pseudostatica". Quindi risultano:

$$k_h = 0.31 \cdot 0.3419 = 0.105989$$

$$k_v = 0.5 \cdot 0.105989 = 0.053$$

In considerazione dei valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali sopra determinati, l'angolo  $\theta$  assume il seguente valore:

$$\theta = \arctg(k_h / (1 - k_v)) = 6.386 \text{ (sisma verso l'alto)}$$

Dati i seguenti parametri:

$$\phi'_{dM1} = 28^\circ$$

$$\phi'_{dM2} = \arctg(\tan 28^\circ / 1.25) = 23.04^\circ$$

$$\psi = 84^\circ;$$

$$\beta = 0^\circ;$$

$$\delta = 2/3 \phi'_d$$

il valore del coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) calcolato con la formula di Mononobe-Okabe vale:

	Coeff. M1 - $\gamma_{m,\phi}=1$	Coeff. M2 - $\gamma_{m,\phi}=1.25$
K ( $\theta$ )	0.452	0.528

L'azione sismica totale sulla parete, dovuta alla spinta del terreno risulta pari a:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K (\theta) H^2$$

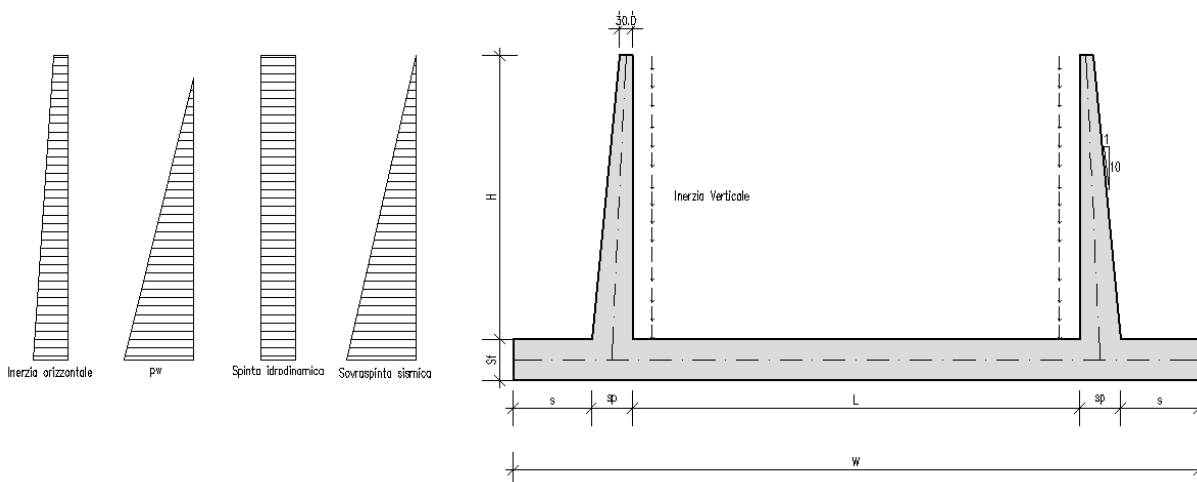
con  $\gamma^*$  definito in precedenza in funzione della presenza della falda e del tipo di terreno.

La risultante delle forze inerziali orizzontali e verticali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$f_h = p \times k_h$$

$$f_v = p \times k_v$$

con P peso proprio degli elementi strutturali.



(Condizione Elementare 7-8-9-10)

### **10.3.6. Azioni variabili sulla soletta di fondazione**

In aggiunta ai carichi permanenti si considera un carico variabile distribuito pari a 5 kN/mq.

(Condizione Elementare CDC 11)

### **10.3.7. Condizioni elementari di carico agenti sulla struttura**

Si individuano tre condizioni di carico elementari, poi opportunamente combinate con i coefficienti parziali delle azioni, per la determinazione delle sollecitazioni agenti sulla struttura:

**a.1) Condizione per lo SLU** (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco e nella sezione di mezzeria con trazione nelle fibre inferiori).

Azioni agenti: peso proprio del paramento (compreso anche il peso del terreno sopra il lato inclinato del paramento stesso), spinta del terreno, spinta del sovraccarico accidentale, peso sovrastruttura stradale e l' accidentale in fondazione.

**a.2) Condizione per lo SLE** (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco e nella sezione di mezzeria con trazione nelle fibre inferiori).

Azioni agenti: peso proprio del paramento (compreso anche il peso del terreno sopra il lato inclinato del paramento stesso), spinta del terreno, spinta del sovraccarico accidentale, peso sovrastruttura stradale e l' accidentale in fondazione.

**a.3) Condizione per lo SLV** (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco).

Azioni agenti: peso proprio del paramento (compreso anche il peso del terreno sopra il lato inclinato del paramento stesso), spinta statica del terreno sul paramento dx, spinta sismica del terreno sul paramento sx, inerzia sismica verticale e orizzontale.

## **10.4. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE**

Al fine di determinare le combinazioni come da norma (§3.2), si definisce la classificazione delle azioni e le combinazioni allo SLU e SLE.

Le precedenti condizioni elementari di calcolo sono combinate tra loro in modo da generare le massime sollecitazioni per lo SLU e SLE (combinazione 1 (A1+M1+R1) e combinazione 2 (A2+M2+R2)), come da seguente prospetto.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1. IV (NTC).

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali delle azioni riportati in Tab. 5.1.V e i coefficienti di combinazione  $\Psi$  in Tab. 5.1.VI (NTC).

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.1.VI (NTC).

#### 10.4.1. Combinazioni per lo stato limite ultimo

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots (\text{fondamentale})$$

	Pesi Propri	Permanenti portati	Spinta a riposo_M1 (SX)	Spinta a riposo_M1 (DX)	Spinta a riposo_M2 (SX)	Spinta a riposo_M2 (DX)	Ssovaccarico_M1 (SX)	Ssovaccarico_M2 (SX)	Carico variabile su soletta di fondazione
1_STR	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0
2_STR	1.35	1.35	1	1	0	0	0	0	0
3_STR	1.00	1.35	1.35	1.35	0	0	1.50	0	1.35
4_STR	1.00	1.00	1.35	1.35	0	0	1.50	0	0
1_GEO	1	1	0	0	1	1	0	1.3	1.15
2_GEO	1	1	0	0	1	1	0	0	0

Dove si indicano con "dx" le azioni agenti sul piedritto destro.

#### 10.4.2. Combinazioni per gli stati limite di esercizio

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02} Q_{k2} + \Psi_{03} Q_{k3} + \dots (\text{RAR})$$

$$G_1 + G_2 + \Psi_{11} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots (\text{FR})$$

$$G_1 + G_2 + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots (\text{Q.P.})$$

Pesi Propri	Permanenti portati	Spinta a riposo_M1 (SX)	Spinta a riposo_M1 (DX)	Ssovaccarico_M1 (SX)	Carico variabile su soletta di fondazione
-------------	--------------------	-------------------------	-------------------------	----------------------	---

1_Q.P.	1	1	1	1	0	0
1_FR	1	1	1	1	0	0
2_FR	1	1	1	1	0	0.75
1_RAR	1	1	1	1	1	0.75
2_RAR	1	1	1	1	0	1
3_RAR	1	1	0	0	0	0

Dove si indicano con "dx" le azioni agenti sul piedritto destro.

#### 10.4.3. Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita

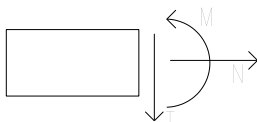
$E + G1 + G2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$  (S.L.V.)

	Pesi Propri	Permanenti portati	S.Sism.basso_M1 (SX)	S.Sism.basso_M2 (SX)	Inerz.Orizz.	Spinta a riposo_M1 (DX)	Spinta a riposo_M2 (DX)	Inerzia verticale verso il basso
1_STR	1	1	1	0	1	1	0	1
1_GEO	1	1	0	1	1	0	1	1

Dove si indicano con "dx" le azioni agenti sul piedritto destro.

I valori numerici riportati nelle colonne delle tabelle precedente indicano il coefficienti moltiplicativi con i quali le Condizioni Elementari sono considerate.

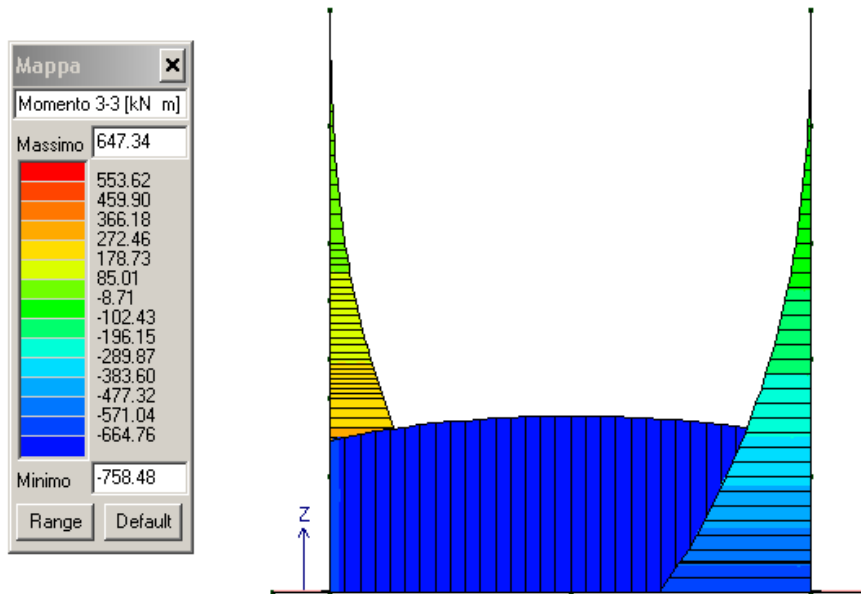
Le convenzioni adottate per le sollecitazioni di segno positivo sono le seguenti.



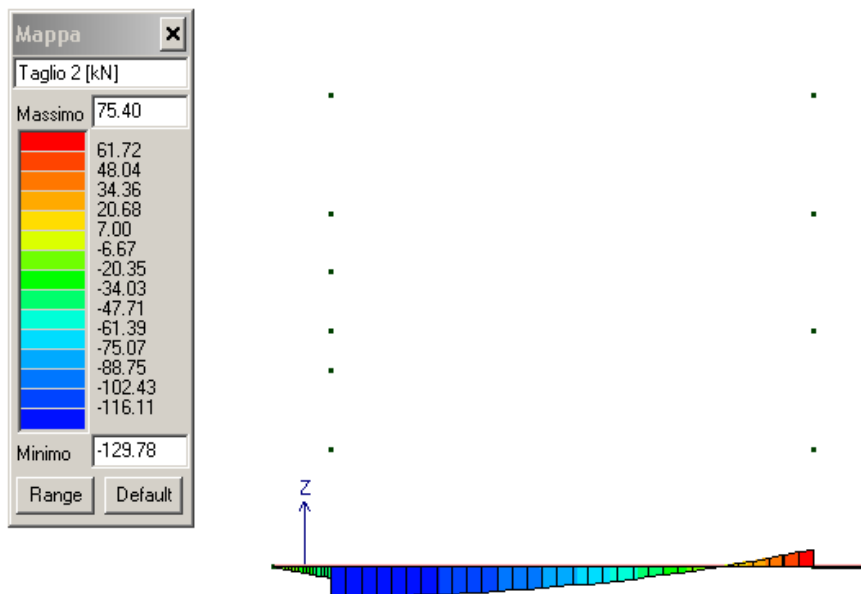
Per determinare le sollecitazioni più gravose nelle varie sezioni, sono stati elaborati i risultati ottenuti nel calcolo agli elementi finiti secondo gli schemi di combinazione allo SLU o SLE (di cui alla tabella precedente), prendendo tutti i contributi che creano le condizioni più sfavorevoli per la verifica in itinere.

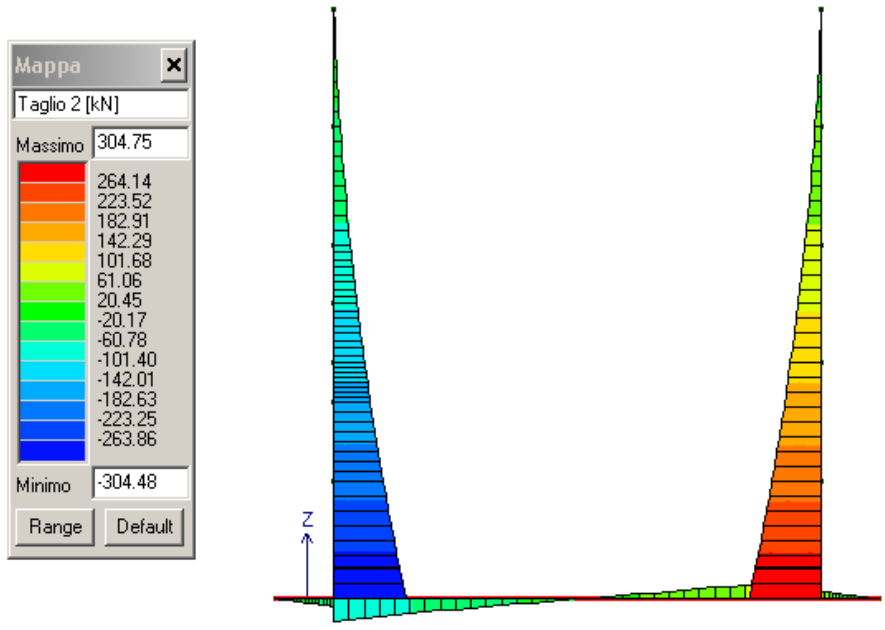
## 10.5. SOLLECITAZIONI

### 10.5.1. Momenti flettenti massimi SLU/SLV (STR)

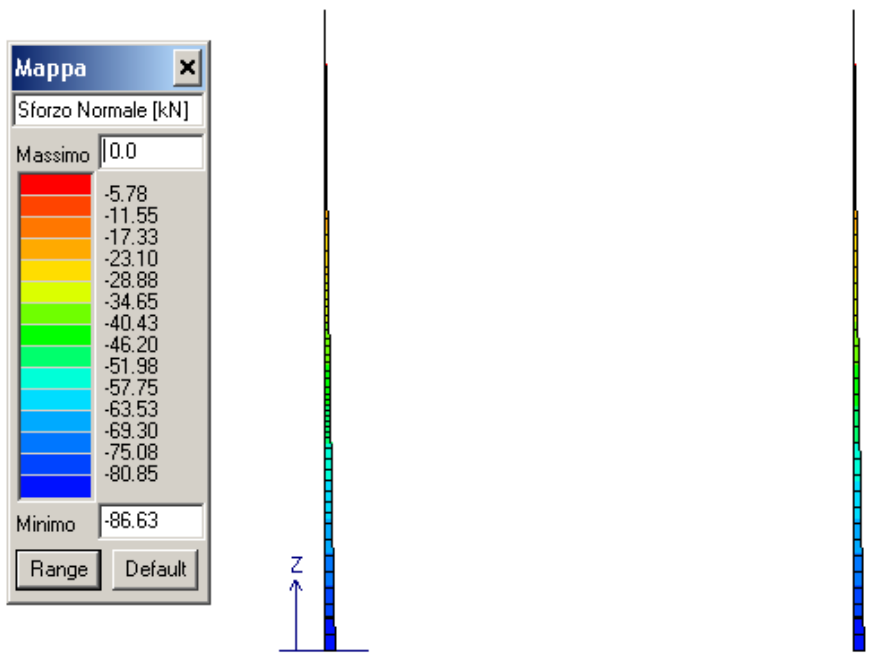


### 10.5.2. Tagli massimi SLU/SLV (STR)

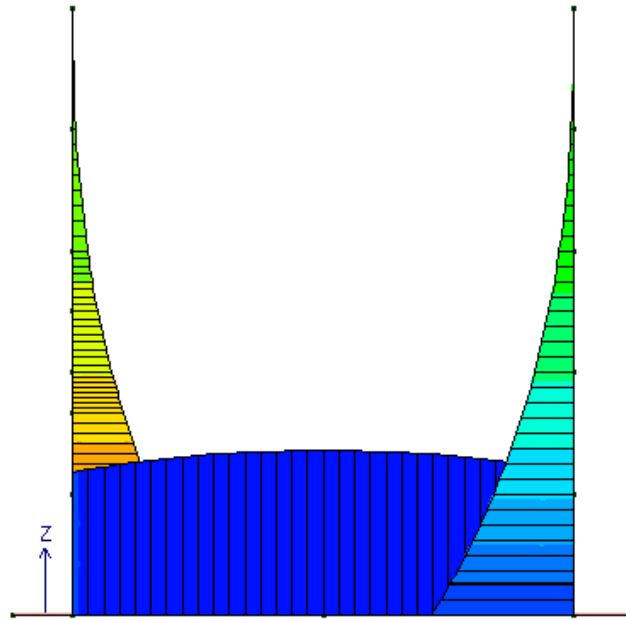
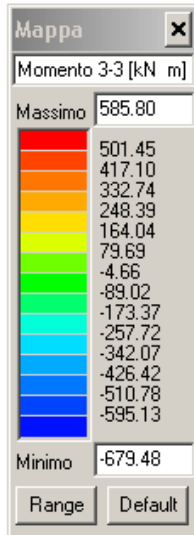




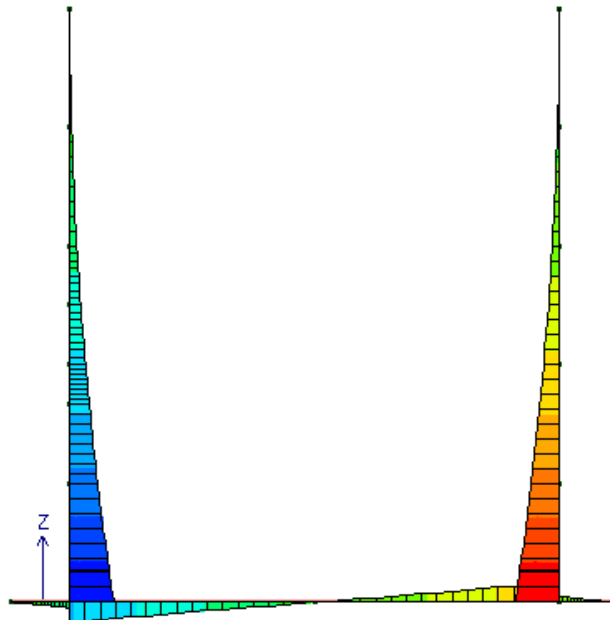
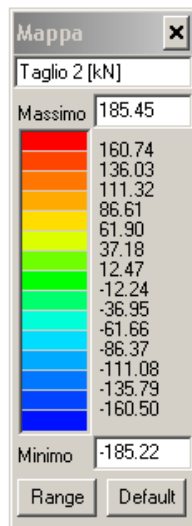
**10.5.3. Sforzo normale massimo piedritti SLU/SLV (STR)**



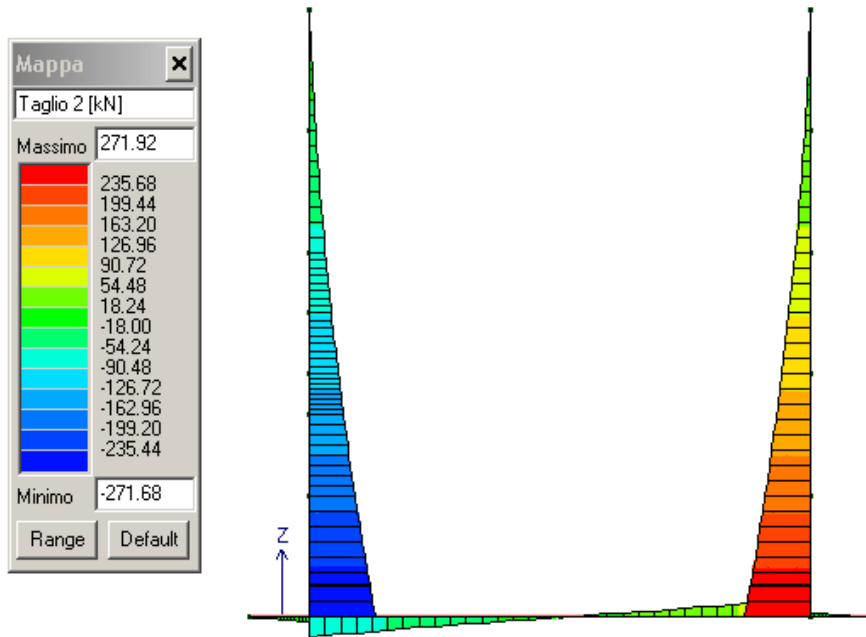
### 10.5.4. Momento flettente massimo SLU/SLV (GEO)



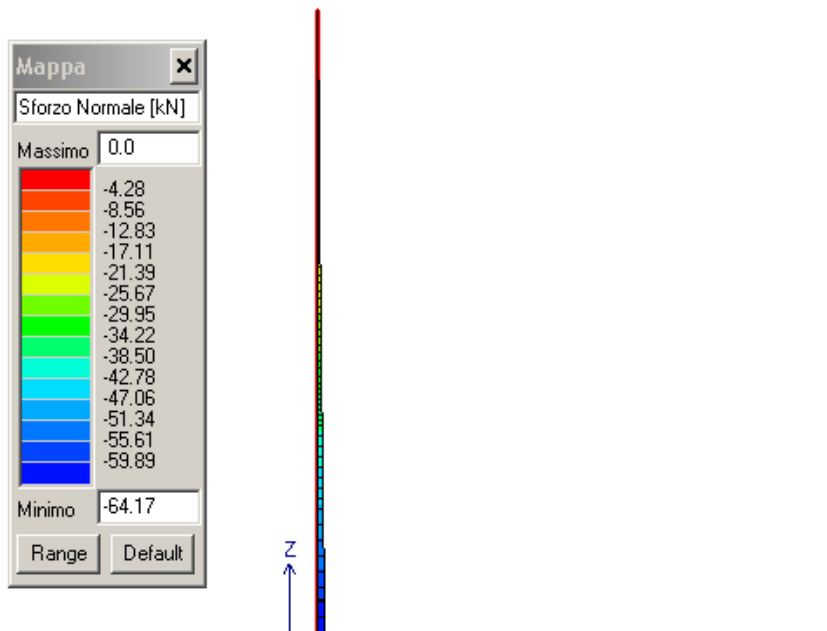
### 10.5.5. Taglio massimo SLU/SLV (GEO)



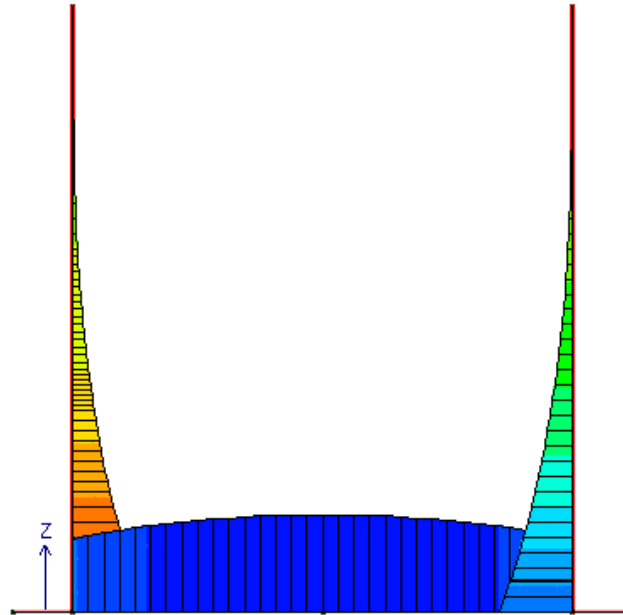
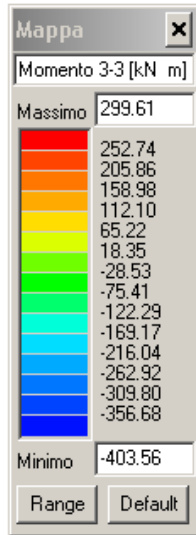




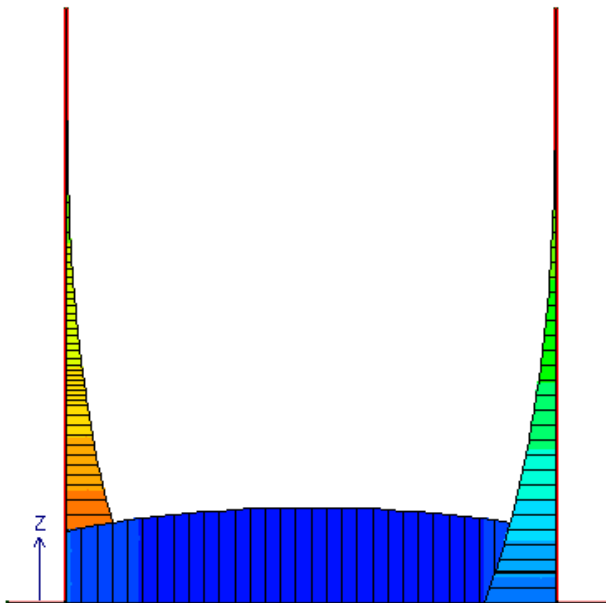
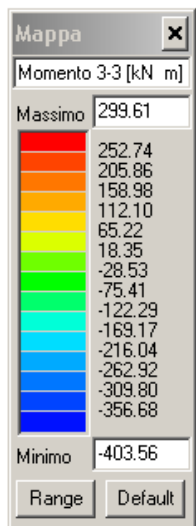
### 10.5.6. Sforzo normale massimo piedritti SLU/SLV (GEO)



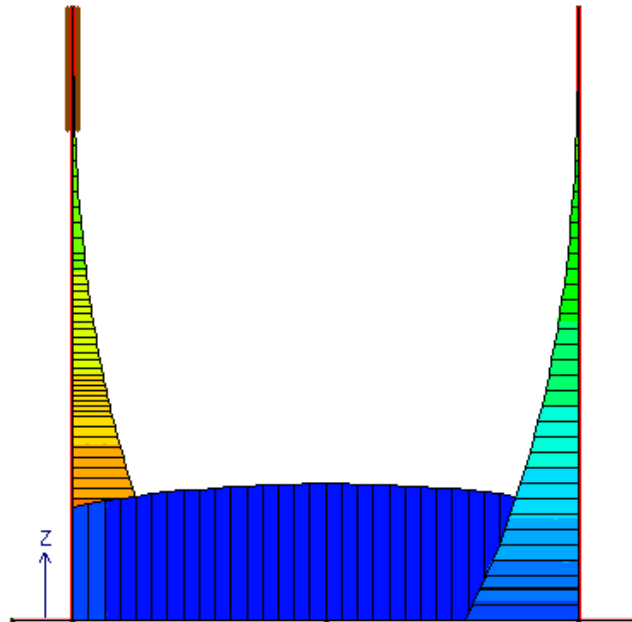
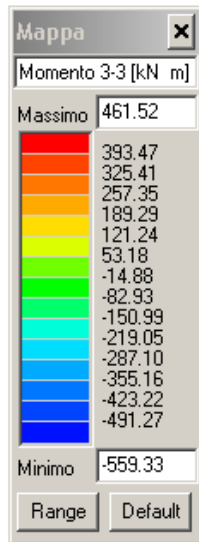
### 10.5.7. Inviluppo momento flettente SLE (FREQUENTE)



### 10.5.8. Inviluppo momento flettente SLE (Q.PERMANENTE)



### 10.5.9. Involuppo momento flettente SLE (RARA)



## 10.6. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

### 10.6.1. Verifiche a flessione

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta di fondazione;

SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	560	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	26	[mm]
Numero dei ferri correnti	n <sub>1</sub>	8	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$	0	[mm]

Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n_2$	0	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	4247	[mm <sup>2</sup> ]
<b>ARMATURA COMPRESSA</b>			
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	26	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n'_1$	8	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n'_2$	0	[-]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	4247	[mm <sup>2</sup> ]

<b>Armatura simmetrica</b>			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	$\xi$		[-]
Posizione dell'asse neutro	$x$		[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$		[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$		[-]
Coefficiente di riempimento	$\beta$		[-]
Coefficiente di baricentro	$\kappa$		[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	$\alpha'_s$		[-]
Tensione nell'armatura compressa	$\sigma'_s$		[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	$\epsilon'_s$		[-]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b><math>M_{Rd}</math></b>	<b>864,26</b>	<b>[kNm]</b>
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b><math>M_{Ed}</math></b>	<b>758,5</b>	<b>[kNm]</b>

- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

<b>SEZIONE TRASVERSALE</b>			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[mm]
Copriferro	$d'$	40	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	560	[mm]
<b>ARMATURA TESA</b>			
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	24	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n_1$	8	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n_2$	0	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
<b>ARMATURA COMPRESSA</b>			
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	24	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n'_1$	8	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n'_2$	0	[-]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]

Armatura simmetrica		
Posizione adimensionale dell'asse neutro	$\xi$	[-]
Posizione dell'asse neutro	X	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	[-]
Coefficiente di riempimento	$\beta$	[-]
Coefficiente di baricentro	$\kappa$	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	$\alpha'_s$	[-]
Tensione nell'armatura compressa	$\sigma'_s$	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	$\epsilon'_s$	[-]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b><math>M_{Rd}</math></b>	<b>736,41</b> [kNm]
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b><math>M_{Ed}</math></b>	<b>647,3</b> [kNm]

## 10.6.2. Verifiche a taglio

Soletta di fondazione:

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	129,78 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12 [-]
Coefficiente k	k	1,60 [-]
		1,60 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0,0075847 [-]
		0,0075847 [-]

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	286,29 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	197,89 [kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>286,29</b> [kN]

Non necessaria armatura a taglio.

Piedritti:

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	304 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12 [-]
Coefficiente k	k	1,60 [-]
		1,60 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0,0064627 [-]
		0,0064627 [-]

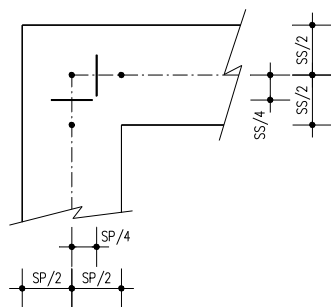
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	281,86 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	209,43 [kN]

<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>281,86</b>	<b>[kN]</b>
<b>§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO</b>			
Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	16	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	402	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	504	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	1,00	[-]
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>396,53</b>	<b>[kN]</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	7,93	[MPa]
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>1999,20</b>	<b>[kN]</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	2432,89	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>396,53</b>	<b>[kN]</b>

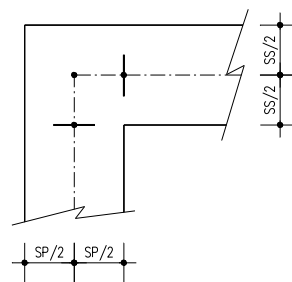
E' necessario disporre armatura specifica a taglio.

### 10.6.3. Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

Verifiche a fessurazione: sono eseguite seguendo il metodo indiretto tabellare di cui al punto 4.1.2.2.4.6 dalle NTC. Al riguardo si fa riferimento alla condizione ambientale aggressiva e ad armatura poco sensibile ottenendo i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

mentre per le strutture in ambiente ordinario (fondazione) si ha:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Verifiche Soletta di fondazione

<b>DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS</b>			
<b>Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente</b>			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	559,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	600	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[-]
Copriferro	$d'$	40	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	560	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	4247	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	4247	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	177,03	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	12389989127	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11,25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>7,99</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>259,33</b>	<b>[MPa]</b>

<b>DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS</b>			
<b>Controllo tensionale per la Combinazione Frequente</b>			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	403,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600 [MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	40 [kNm]
Altezza utile della sezione	d'	560 [kNm]
Area dell'armatura tesa	As	4247 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A's	4247 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	177,03 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	12389989127 [mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>5,77 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>187,11 [MPa]</b>

#### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

##### Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M <sub>Ed</sub>	287,0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	40 [mm]
Altezza utile della sezione	d	560 [mm]
Area dell'armatura tesa	As	4247 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A's	4247 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	177,03 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	12389989127 [mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>4,10 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>133,07 [MPa]</b>

#### CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	40 [mm]
Altezza utile della sezione	d	560 [mm]
Area dell'armatura tesa	As	4247 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A's	4247 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>rif,max</sub>	265 [mm]

##### Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	M <sub>Ed,q.p.</sub>	<b>559,33 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	177,03 [mm]



Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	259,33 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,04247 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,001143 [-]
		0,001143 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	26,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	240,06 [mm]
		240,06 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,2745 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,3 [mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b><math>M_{Ed,freq.}</math></b>	<b>403,56 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	$x$	177,03 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	187,11 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,04247 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000782 [-]
		0,000782 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	26,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	240,06 [mm]
		240,06 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,1878 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,4 [mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica</b>	<b><math>M_{Ed,caratt.}</math></b>	<b>287 [kNm]</b>

Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	177,03	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	133,07	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,04247	[-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,35	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000512	[-]
		0,000512	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	26,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5	[-]
	$k_3$	3,4	[-]
	$k_4$	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	240,06	[mm]
		240,06	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,1229</b>	<b>[mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,4</b>	<b>[mm]</b>

Pertanto tutte le verifiche allo SLE risultano soddisfatte.

#### Verifiche piedritti

<b>DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS</b>			
<b>Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica</b>			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	461,5	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	560	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	168,79	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	10811719011	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16,8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>7,21</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>250,49</b>	<b>[MPa]</b>

#### **DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS**

### Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	299,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	40	[-]
Altezza utile della sezione	d'	560	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	168,79	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	10811719011	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12,6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>4,68</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>162,61</b>	<b>[MPa]</b>

### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

#### Controllo tensionale per la Combinazione Frequente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	299,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	40	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	560	[kNm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	168,79	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	10811719011	[mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>4,68</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>162,61</b>	<b>[MPa]</b>

### CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	560	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$S_{rif,max}$	260	[mm]

<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente</b>			
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b><math>M_{Ed,q.p.}</math></b>	<b>299,6</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	168,79	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	162,61	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,03619	[-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000626	[-]
		0,000626	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	24,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5	[-]
	$k_3$	3,4	[-]
	$k_4$	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	248,73	[mm]
		248,73	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,1557</b>	<b>[mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,3</b>	<b>[mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente</b>			
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b><math>M_{Ed,freq.}</math></b>	<b>299,6</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	168,79	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	162,61	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,03619	[-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000626	[-]
		0,000626	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	24,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5	[-]
	$k_3$	3,4	[-]
	$k_4$	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	248,73	[mm]
		248,73	[mm]

<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,1557</b> [mm]
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,3</b> [mm]
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica</b>	<b><math>M_{Ed,caratt.}</math></b>	<b>461,52</b> [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	168,79 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	250,49 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,03619 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,001065 [-]
		0,001065 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	24,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	248,73 [mm]
		248,73 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,2650</b> [mm]
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,4</b> [mm]

Pertanto tutte le verifiche allo SLE risultano soddisfatte.

#### 10.6.4. Armatura di ripartizione dello scatolare

L'armatura di ripartizione nelle solette e nelle pareti dello scatolare viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale (direzione x) (EC2 § 9.3).

L'armatura di ripartizione viene disposta non uniformemente, ma leggermente maggiorata nei punti in cui è maggiore anche l'armatura principale, punti in cui, peraltro, risultano maggiori le sollecitazioni trasversali alla luce di calcolo dello scatolare. Ad esempio, l'armatura di ripartizione viene posta in quantità maggiore all'intradosso della sezione di mezzera della soletta superiore che è il punto dove si hanno i maggiori momenti secondari dovuti ai carichi mobili stradali ed alla sovrastruttura stradale (gli unici carichi non uniformemente distribuiti sulla larghezza dello scatolare e quindi gli unici carichi che danno azioni flessionali trasversali). Essendo tali carichi ubicati al centro dello scatolare, essi generano azioni flessionali che tendono le fibre poste all'intradosso, dove viene appunto incrementata l'armatura di ripartizione.

Semplici valutazioni consentono di provare che l'armatura di ripartizione pari al 20% della principale è sicuramente sufficiente per assorbire le azioni flessionali trasversali secondarie, ovvero nella direzione ortogonale a quella di massima inflessione della soletta.

#### **10.6.5. Verifica SLU delle pressioni sul terreno**

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno (GEO).

Le verifiche devono essere effettuate nei confronti del seguente stato limite ultimo:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO),*

accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite.

La verifica di tale condizione è effettuata con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2.

Il valore di progetto dell'azione  $E_d$  è calcolato dal programma di calcolo tenendo conto dei coefficienti parziali in riferimento allo stato limite suddetto. Nello specifico le azioni massime risultano essere:

##### Approccio 1 – combinazione 2

- $V_{\max} = 414.3 \text{ kN}$ ,  $H = 0.23 \text{ kN}$ ,  $M = 0.53 \text{ kNm}$

##### Sismica

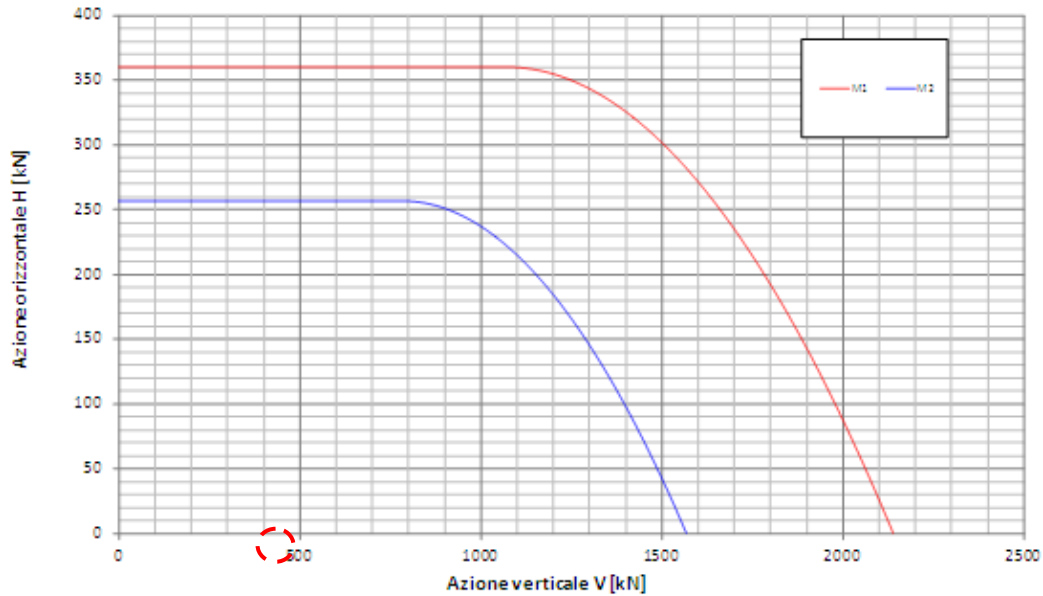
- $M_{\max} = 312.2 \text{ kNm}$ ,  $H_{\max} = 163.6 \text{ kN}$ ,  $V_{\max} = 448.8 \text{ kN}$ .

Per la verifica della portanza del terreno, si fa riferimento alle portanze di cui alla *RELAZIONE GEOTECNICA* relativa a *VST27 – SOTTOPASSO PISTA CICLABILE MADONNA DELLA NEVA (PROGRESSIVA 29+450)*.

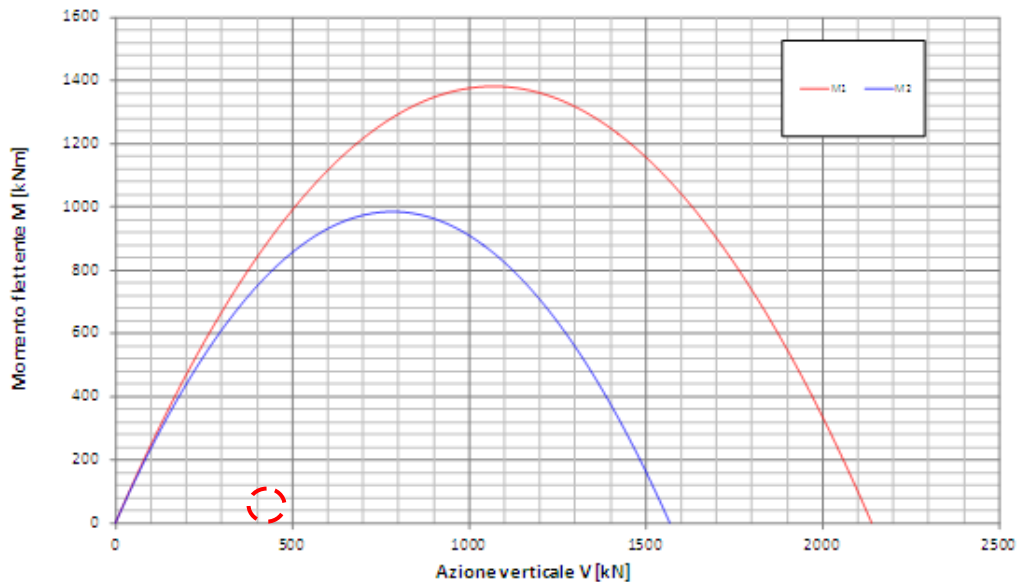
A seguire si riportano le suddette sollecitazioni sui domini di resistenza.

#### **Condizione statica non drenata**

**Fondazione B=6.0m - Approfondimento D=1.2m**  
**Condizione Statica Non Drenata**  
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)



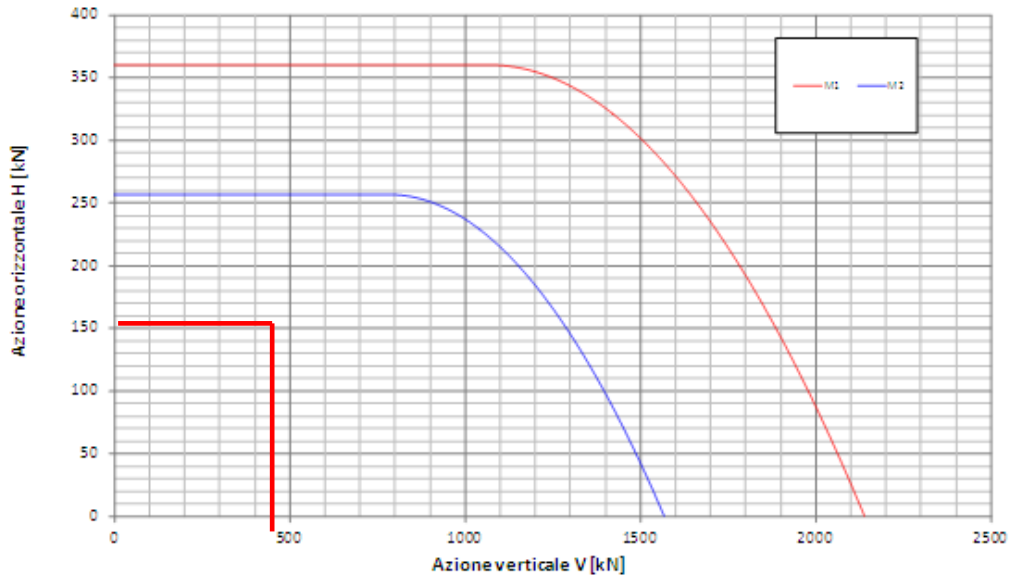
**Fondazione B=6.0m - Approfondimento D=1.2m**  
**Condizione Statica Non Drenata**  
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)



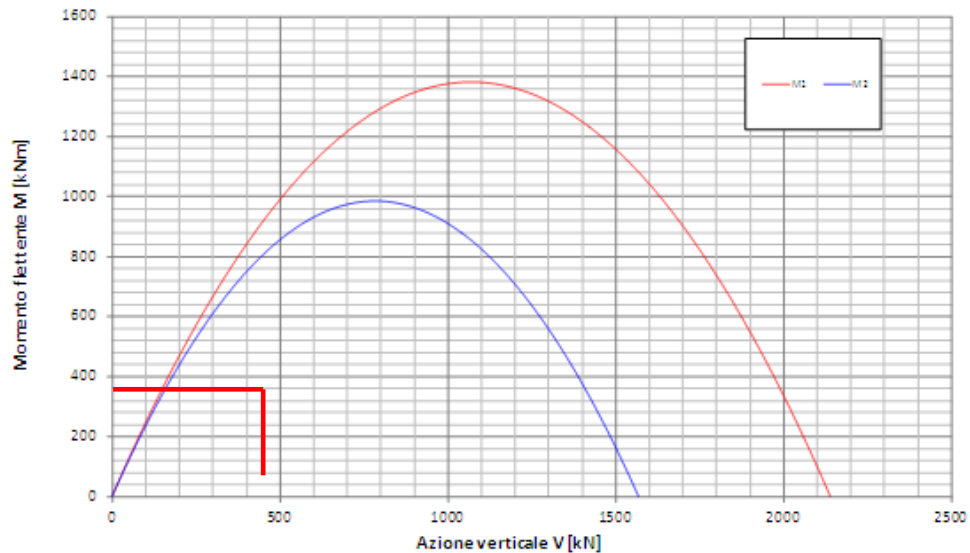
La verifica risulta soddisfatta.

**Condizione sismica non drenata**

**Fondazione B=6.0m - Approfondimento D=1.2m**  
**Condizione Sismica Non Drenata**  
 Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)



**Fondazione B=6.0m - Approfondimento D=1.2m**  
**Condizione Sismica Non Drenata**  
 Dominio di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)



La verifica risulta soddisfatta.